

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

27. JAHRGANG

DEZEMBER 1952

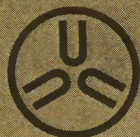
HEFT 12

INHALT:

Die neue Lippebrücke bei Wesel. Von Ministerialrat
Dipl.-Ing. O. Berr, Düsseldorf, und Dr.-Ing. R. Fleig,
Wesel 425
Die Verallgemeinerung der Eulerschen Knickformel.
Von Dr.-Ing. M. J. Gercke, Düsseldorf 433
Wehrbodenspülung bei Fischbach-Stauklappen. Von
A. B. Schulz, Berlin-Siemensstadt 436

Koppelung der waagrechten Schwingungen von
Rahmenfundamenten. Von Dr.-Ing. G. Schmidt,
Sprockhövel 437
Kurze Technische Berichte:
Amerikanische Methoden zur Setzungsbeobachtung
in Erddämmen 441

(Fortsetzung des Inhaltsverzeichnis auf Seite II.)



DORTMUNDER
UNION
BRÜCKENBAU-AG.

NILBRÜCKE IN MANSOURA / ÄGYPTEN

Gesamtlänge ca. 250 m · Gewicht einschließlich
maschineller und elektrischer Ausrüstung ca. 1200 t
Einbau der letzten Fahrbahnträger bei der Drehbrücke

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund, Plauener Straße 44,

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“, Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, (21b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Zeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Erscheinungsweise: Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 bis 40 Seiten.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 9,— (Einzelheft DM 3,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 7,20 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 und 54 30.

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street,
London, W. C. 2.

Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses von Seite I.

Abweichungen der Bauausführung stählerner Tragwerke von den Rechnungsannahmen unter besonderer Berücksichtigung des Traglastverfahrens ..	442
Ausbau von Wasserkraftanlagen in Kanada	444
Kalifornische Autobahnen	445
Asphaltdichtung von Bewässerungskanälen	446

Außergewöhnliche Spannbetonträger im USA-Hochbau	447
Die Regelung der Stromschnellenstrecke Donzère-Mondragon in der Rhone	447
Der neue Militärhafen „Den Helder“ in Holland ..	448
Buchbesprechungen	450
Verschiedenes	450

Rothe Erde
KUGEL-DREHVERBINDUNGEN
Pat. ang.
FÜR BAGGER UND DREHKRANE
Doppelreihige-dreitellige Kugellager zur Aufnahme hoher Axialkräfte und Kippmomente

KEIN KÖNIGSZAPFEN MEHR!



EISENWERK Rothe Erde
GMBH · DORTMUND, Tremoniastraße 9

Auch bei dem Neubau der Bürgermeister-Smidt-Brücke in Bremen wurden die Straßenbahnschienen auf

Antivibrit-Platten

als der stoßdämpfenden Unterlage für Schienenkörper und ähnliches verlegt. Diese hochbelastbaren Antivibrit-Platten sind ein Erschütterungsdämmstoff von hervorragender Wirkung.

Zorn-Isolierungen

gegen

Schall

Erschütterung

Temperatur

und Feuchtigkeit

EMIL ZORN, AKTIENGESELLSCHAFT

Eichenberg, Bez. Kassel

Telefon: Witzenhausen 217

GROSSFÖRDERGERÄTE UND GROSSTRANSPORTANLAGEN



STAHLBAU RHEINHAUSEN

Geschäftshäuser

Messehallen

Werkhallen

Krafthäuser

Bahnhofshallen

Stahlfundamente

Stahlbrücken

Wehranlagen

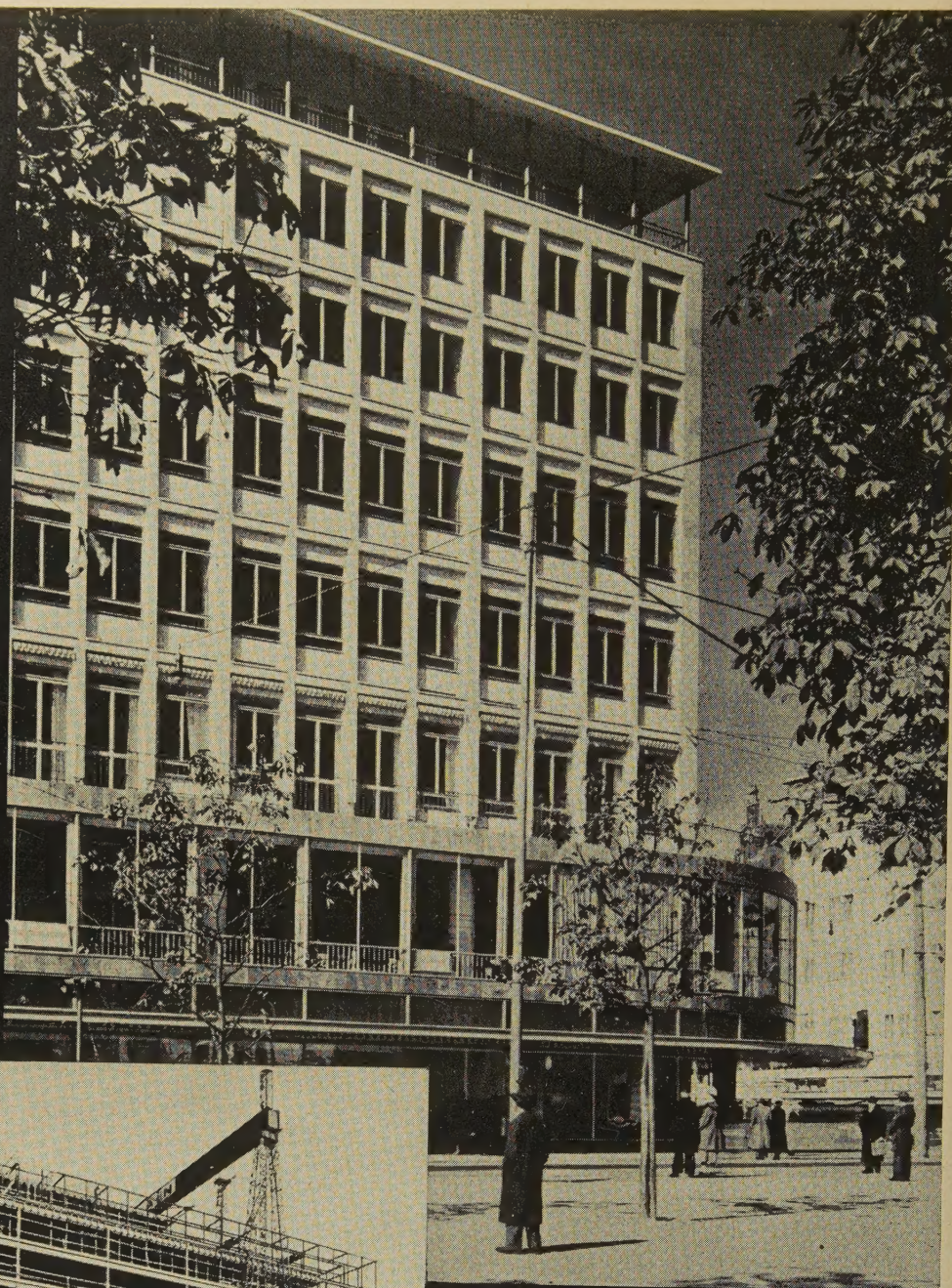
Schleusentore

Rohrleitungen

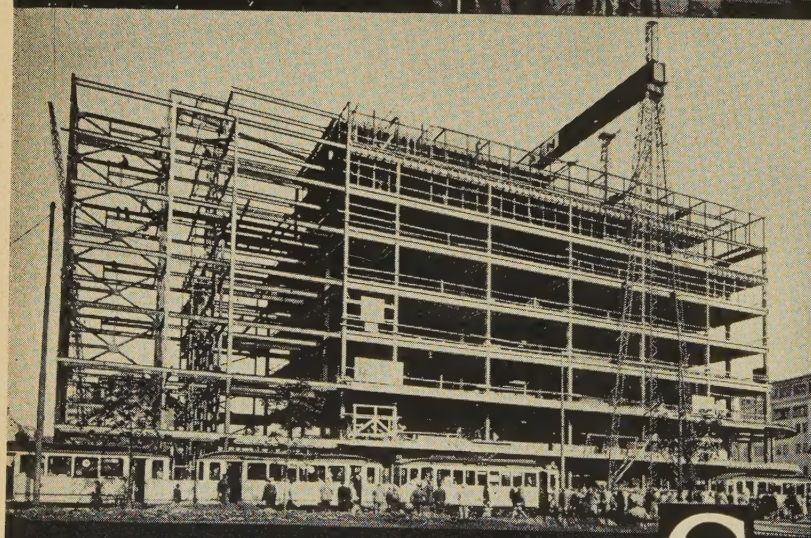
Kesselbau

Gasbehälter

Theaterbau



Kaufhof München – 1900 m² Nutzfläche



M • A • N Stahlbau

NEUZEITLICHE BAUFORMEN · FORTSCHRITTLICHE BAUWEISEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

Die neue Lippebrücke bei Wesel.

Von Ministerialrat Dipl.-Ing. O. Berr, Düsseldorf, und Dr.-Ing. R. Fleig, Wesel.

I. Allgemeines.

Die Bundesstraße 58, Grenze Niederlande—Geldern—Wesel, überquert den Rhein zwischen Büderich und Wesel im letzten und nördlichsten Übergang auf deutschem Bundesgebiet. Bevor die Bundesstraße die eigentliche Stadt Wesel erreicht, kreuzt sie weiterhin die kurz unterhalb in den Rhein mündende Lippe (Abb. 1 und 2).

Sowohl die Brücke über den Rhein als auch die Brücke über die Lippe fielen im Jahre 1945 den Kriegeereignissen zum Opfer. Beide Brücken waren durch den „Zweckverband der Rheinbrücke Wesel—Büderich“ erstellt worden. Ihm oblag daher als dem Eigentümer und Baulasträger die Wiederherstellung der beiden zerstörten Bauwerke. Die gewaltigen Zerstörungen in den Städten und Gebieten des Niederrheins, die Schwierigkeiten bei der Beschaffung von Baustoffen und Arbeitskräften in den ersten Nachkriegsjahren und der Mangel an Geldmitteln nach der Währungsreform im Jahre 1948 ließen jedoch dem Zweckverband, welchem als Mitglied die Landkreise Rees, Moers und die Stadt Wesel angehören, keine Möglichkeit, den Wiederaufbau von sich aus durchzuführen. Durch die Besatzungsmacht wurden zwar Behelfsbrücken über Rhein und Lippe hart oberstrom der zerstörten Brücken errichtet, deren Unterhaltungskosten von der Straßenbauverwaltung des Landes Nordrhein-Westfalen getragen wurden, aber die außerordentlich hohen Unterhaltungskosten und andere Gründe führten dazu, daß sich die Straßenbauverwaltungen des Bundes und des Landes Nordrhein-Westfalen im Sommer 1950 entschlossen, die Kosten für den Wiederaufbau beider Brücken je zur Hälfte zu übernehmen. Der Wiederaufbau selbst erfolgt durch die Straßenbauverwaltung des Landes. Noch im

brücke handelte es sich um eine Brücke aus 2 vollwandigen Stahlträgern über 3 Stützen mit aufgelagerter Stahlbetondecke. Die Spannweite betrug $2 \times 48,5$ m, die Bauhöhe 3,20 m. Die Gesamtbreite der Brücke war 11,00 m bei 7,50 m breiter Fahrbahn und je 1,75 m auskragenden Gehwegen.

Auf Grund der gegebenen örtlichen Verhältnisse war es naheliegend, das Bauwerk in seiner alten Form wiederherzustellen. Während bereits die ersten Arbeiten anliefen, wurden Wiederaufbaupläne der stark zerstörten

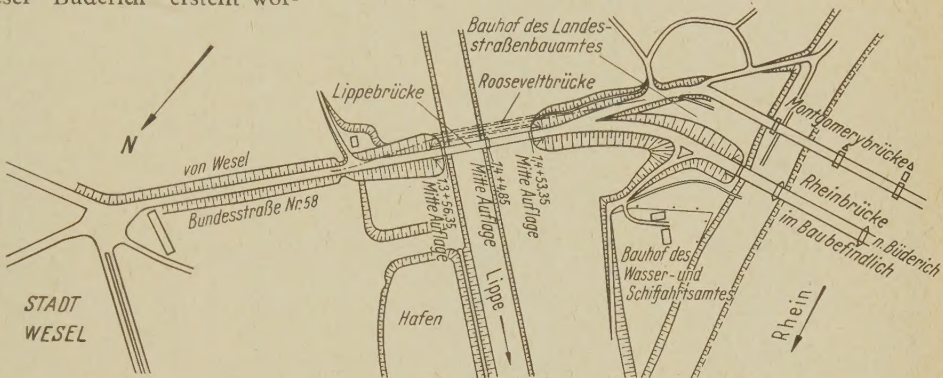


Abb. 1. Lageplan.

Stadt Wesel bekannt, wonach bereits für die nächste Zukunft die Vergrößerung des bestehenden Hafens über das Gebiet der Lippebrücke hinaus beabsichtigt war. Die alte Höhenlage der Lippebrücke bot der Schifffahrt keine freie Durchfahrt. Um der Planung einer Hafenerweiterung gerecht zu werden, wurde die Vergrößerung der lichten Durchfahrthöhe für die Schifffahrt erforderlich. Die mit einer Höherlegung des Bauwerkes verbundene Erhöhung der Rampen und Verschlechterung der Steigungsverhältnisse mußte so weit irgend möglich unterbleiben. Es galt daher, ein Bauwerk zu entwerfen und auszuführen, dessen eingeschränkte Bauhöhe den Plänen der Hafenerweiterung zu statten kam, andererseits aber auch allen Ansprüchen einer harmonischen Einpassung des Bauwerkes in die niederrheinische Landschaft genügte.

II. Entwurfsbeschreibung.

Bei dem von der Dortmunder Union Brückenbau-AG. auf Grund mehrfacher Verhandlungen mit dem Bauherrn ausgearbeiteten und zur Ausführung genehmigten Brückenentwurf handelt es sich um eine geschweißte vollwandige Verbundträger-Deckbrücke aus St 37 mit genieteten Stößen. Das Brückensystem (Abb. 3) ist ein durchlaufender Trägerrost auf 3 Stützen mit Stützweiten von je 48,5 m. Die 4 Hauptträger und 3 lastverteilenden Querträger in jeder Öffnung sind im Verbund mit der Fahrbahntafel aus Stahlbeton von 19 cm Stärke, die sich in Querrichtung über die Hauptträger spannt. Der Hauptträgerabstand ist 2,60 m, die Stahlträgerhöhe beträgt 1,70 m. Der verstärkte Randträger hat gegenüber dem Mittelträger ein Trägheitsmomentenverhältnis von i. M. 1,45 : 1. Die Bauhöhe von Unterkante Träger bis Fahrbahnoberkante ist 2,06 m. Der Brückenquerschnitt (Abb. 4) zeigt eine nutzbare Brückenbreite von 11,80 m bei einer Fahrbahnbreite von 7,80 m zwischen den Bordsteinen und auskragenden Fußwegen von je 2 m Breite.

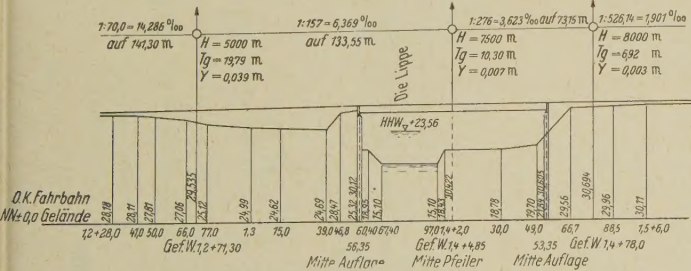


Abb. 2. Höhenplan.

Spätsommer 1950 wurden beide Brücken, von denen nicht nur die Überbauten, sondern auch die Zwischenpfeiler und Widerlager teilweise bis auf die Fundamente zerstört waren, in Angriff genommen. Während sich die Fertigstellung der Rheinbrücke infolge Schwierigkeiten bei der Stahlbeschaffung verzögert, wurde die Lippebrücke, mit der sich die vorliegende Abhandlung befaßt, fertiggestellt und dem Verkehr übergeben.

Bei der erst in den Jahren 1936—1937 als Ersatz für die unterstrom liegende alte Brücke gebauten Lippe-

Abb. 5. Anordnung der Vorspann-Bewehrung.

A = Anspannstelle
V = Verankerungsstelle

betonplatte dient Aluminiumriffelband, 0,2 mm stark, das im Einwalzverfahren auf den mit Bitumenkaltmasse vorbehandelten Stahlbeton aufgebracht wurde. Der auf das Aluminium-Riffelband unmittelbar aufgebrachte 4 cm starke Gußasphalt bildet den Fahrbahnbelag und gleichzeitig den Schutzbelag für die Isolierung. Diese Verbindung von Isolierung und Fahrbahnbelag ohne Zwischenschaltung einer besonderen Schutzschicht wurde aus Gründen der Gewichtsersparnis und der beschränkten Bauhöhe gewählt, nachdem über ähnlich abgedichtete Brücken gute Erfahrungen vorliegen.

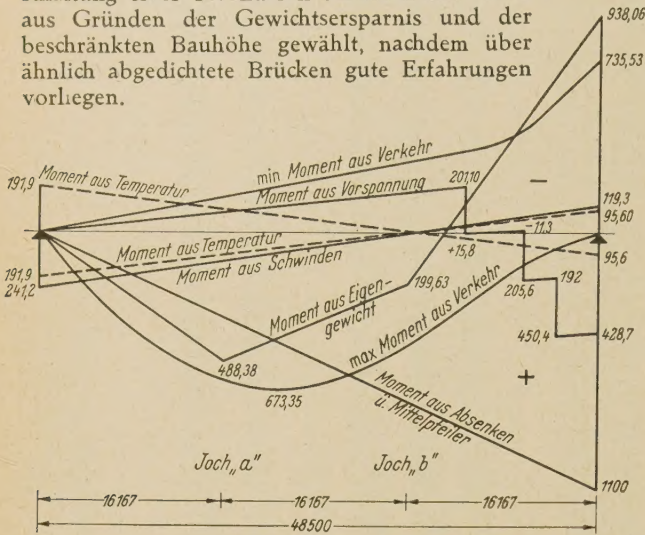


Abb. 6. Momentenlinien des Randhauptträgers [in tm].

III. Statische Untersuchung des Verbundtragwerkes.

Der statischen Berechnung liegen die Richtlinien DIN 4227 (7. Entwurf) und die vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern zugrunde. Die Regellasten der Brückenklasse (60) DIN 1072 waren maßgebend für die Belastungsannahmen. Die gewählte Betongüte ist B 450, die Kriechzahl auf Grund der örtlichen Gegebenheiten $\varphi = 2,0$. Der Kriecheinfluß ist durch eine Erhöhung der Zahl „n“ erfaßt worden. Im Hinblick auf die vorgesehene Dichtung der Fahrbahnplatte wurde von einer vollkommenen Vorspannung abgesehen und eine Zugspannung von 38 kg/cm² zugelassen.

Momente und Spannungen.

In Abb.6 sind die Momente, in Abb.7 die Biegelinien für den Randhauptträger des Verbundtragwerkes aus den Lastfällen:

1. Eigengewicht,
2. Spannen der Spannstähle St 90,
3. Absenken des Verbundträgers,
4. Verkehr,
5. Schwinden,

dargestellt.

Für den Querschnitt mit der größten Beanspruchung im Feld und den Querschnitt über der Stütze sind die dazugehörigen Beton- und Stahlspannungen zur Zeit $t = t_0$ und $t = t_E$ tabellarisch zusammengestellt (Tabelle 1).

Im Feld ist im Zeitpunkt $t = t_E$ bei einer Temperaturspannung von $\pm 8,7$ kg/cm² die größte Betondruckspannung $\max \sigma_{b0} = -120,4$ kg/cm², die Stahlzugspannung unter Beachtung von Stahlträger-Eigengewicht und Hebung $\max \sigma_e = 1349,0$ kg/cm². Im Stützenquerschnitt wird mit $\sigma_t = \pm 18,4$ kg/cm² $\max \sigma_{b0} = 35,1$ kg/cm², $\max \sigma_e = 1394,9$ kg/cm².

Durchbiegung.

Im Zeitpunkt $t = t_E$ ist nach beendetem Schwinden und Kriechen die Durchbiegung aus ständiger Last im

Feld + 4,10 cm. Dabei beträgt der Einfluß aus Schwinden und Kriechen $\sim 50\%$ der Durchbiegung. Die maximale Durchbiegung aus Verkehr beträgt 5,36 cm = 1/905 der Spannweite.

Tabelle 1.

Spannungen im Feld- und Stützenquerschnitt.

Lastenteil	Zeitpunkt		Mo- ment	Nor- mal- kraft	Spannungen			
	$t=t_0$	$t=t_E$			σ_{B_0}	σ_{B_u}	σ_{e_0}	σ_{e_u}
	n	n			tm	t	kg/cm ²	kg/cm ²
Felderquerschnitt x = 21,0 m								
Eigen- gewicht	5,2	15,0	+475,47		— 50,1 — 36,3	—23,7 —23,2	—122,7 —348,0	+ 494,0 + 530,0
Vorspannen d. Spannst. St 90	5,2	10,0	—114,12		+ 12,0 + 10,0	+ 5,7 + 5,9	+ 29,5 + 59,0	— 118,3 — 124,0
Absenken des Ver- bundträgers	5,2	15,0	+476,29		— 50,3 — 36,4	—23,6 —23,3	—123,0 —348,6	+ 494,0 + 531,0
Verkehr	5,2		+677,35		— 71,5	—33,6	—175,0	+ 702,0
Schwinden		10,0	+ 85,10	+ 344,3	+ 22,5	+25,5	—270,0	— 134,0
Stützenquerschnitt x = 48,5 m								
Eigen- gewicht	5,2	13,0	—938,06		+ 87,9 + 58,6	+36,0 +32,5	+186,8 +423,8	— 859,9 — 958,0
Vorspannen d. Spannst. St 90	5,2	10,0	+428,66	—1001,8	—121,2 87,2	—97,4 —72,8	—506,5 —728,0	— 28,0 — 136,0
Absenken des Ver- bundträgers	5,2	15,0	1100,0		—103,0 — 64,3	—42,2 —36,9	—219,5 —553,0	+1005,0 +1125,0
Verkehr	5,2		—735,53		+ 68,8	+28,2	+146,6	— 673,0
Schwinden		9,1	—119,29	— 344,3	+ 40,8	+36,4	—147,0	— 307,0

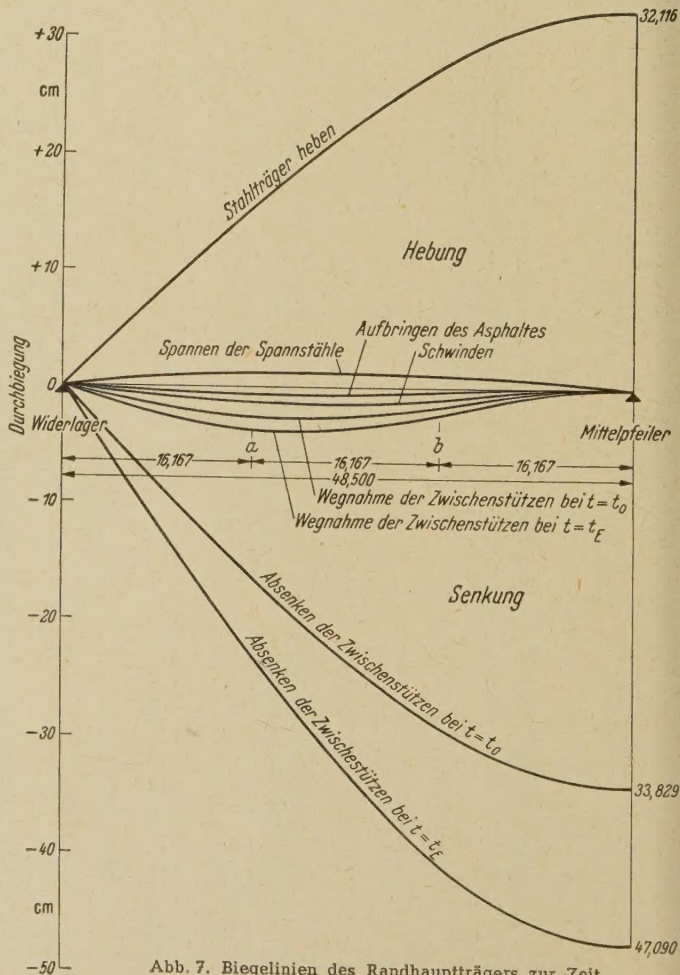


Abb. 7. Biegelinien des Randhauptträgers zur Zeit $t = t_0$ und $t = t_E$ [in cm].

IV. Montagemaßnahmen zur Erzielung des Verbundes.

Die Montagemaßnahmen zur Erzielung des Verbundes beim Heben, Senken und Vorspannen wurden mit laufend ausgeführten Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen verbunden. Durch die Gegenüberstellung von Rechnungs- und Meßwerten ist eine Überprüfung der Rechnungsannahmen möglich.

Die Ergebnisse und die Wertung der Versuchsmessungen werden an anderer Stelle behandelt. Im folgenden

St 90 vorgenommen. Im Bereich des Randhauptträgers wurden 48 Spannstähle ϕ 26 mm mit einer Zugkraft von 24 t je Spannstahl angespannt. Durch Kriechen und Schwinden wird ein Teil der Vorspannkraft in Höhe von rd. 13% abgebaut. Während des Spannvorganges wird bei einem Vorspannmoment $M = 581$ tm ein Grenzzustand erreicht, bei dem sich der 7-Stützenträger von den dem Mittelpfeiler nächstgelegenen Hilfsjochen absetzen soll, so daß das Eigengewicht des Stahlträgers wirksam wird. Die maximale Betonzugspannung bei $x = 36,90$ m ist hierbei $\sigma_{b0} = 13,2$ kg/cm². Nach beendetem Anspannen zeigt sich die in Abb. 9 dargestellte Momentenlinie. Die größte Betonzugspannung bei $x = 36,90$ m ist $\sigma_{b0} = 21,0$ kg/cm², im Stützenquerschnitt ist $\sigma_{b0} = -7,0$ kg/cm².

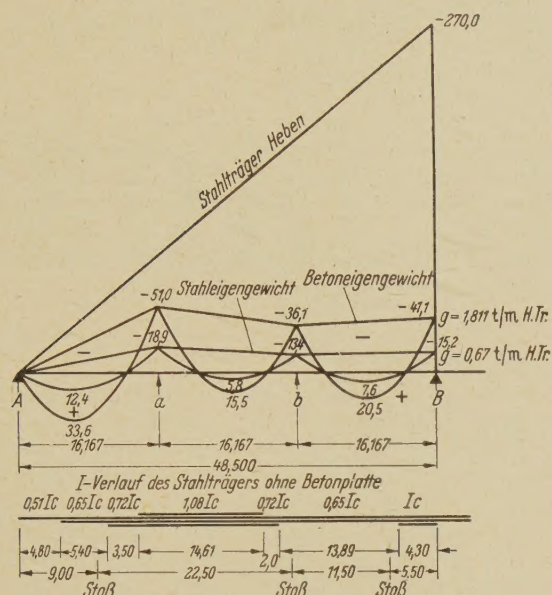


Abb. 8. Momentenlinie des Stahlträgers für Stahl- und Betoneigengewicht und Stahlträger-Heben.

soll zunächst die statische Untersuchung der zwischenzeitlichen Montagezustände kurz erläutert werden:

1. Belastung des Stahlträgers.

Der Trägerrost wurde spannungslos auf 2 Hilfsstützen in den Drittelpunkten jeder Hauptöffnung mit einer Überhöhung von 150 mm über dem Mittelpfeiler montiert. Die montierten Hauptträger wurden dann durch eine Hebung von 321 mm über der Mittelstütze vorgespannt, die Zwischenstützen um entsprechende Beträge nachgeführt und die Fahrbahnplatte betoniert.

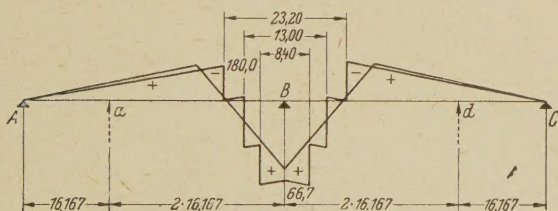


Abb. 9. Momentenlinie des Randhauptträgers für Spannen der Spannstähle St 90.

Der Momentenverlauf der auf den Stahlträger allein wirkenden Kräfte ist in Abb. 8 dargestellt. Die Spannungen im Stahlträger sind im Feld

$$\sigma_{e0} = +283 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{eu} = -156 \text{ kg/cm}^2,$$

über der Stütze

$$\sigma_{e0} = +963 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{eu} = -446 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Belastung des Verbundtragwerkes.

Spannen der Spannstähle St 90.

Nach genügender Erhärtung des Betons wurde das Spannen der in drei Abstufungen verlegten Spannstähle

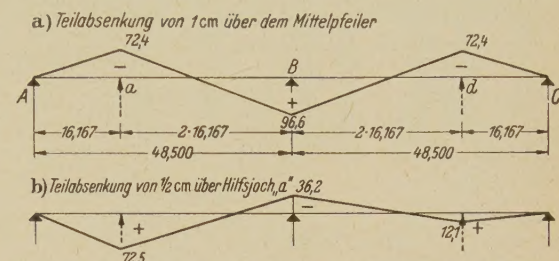


Abb. 10. Momentenlinien des Randhauptträgers für Teilabsenken.

3. Teilabsenken am Mittelpfeiler und Restabsenken der äußeren Hilfsjoch.

Dem Anspannen und Auspressen der ummantelten Spannstähle St 90 folgte wechselseitiges Absenken des Verbundträgers über dem Mittelpfeiler und den noch tragenden äußeren Hilfsjochen, beginnend am Mittelpfeiler. Die im Tragwerk vorhandenen Zugspannungen werden dabei abgebaut. Das wechselseitige Absenkmaß betrug am Pfeiler 1 cm, über den Hilfsjochen $\frac{1}{2}$ cm. In Abb. 10 ist das Momentenbild für eine Teilabsenkung von 1 cm bzw. $\frac{1}{2}$ cm widergegeben. Nach einer Absenkung von 7,5 cm über dem Mittelpfeiler können bei maximal auftretenden Zugspannungen von 11–15 kg/cm² die Hilfsjoch freigesetzt werden. Zur Überdrückung der noch verbleibenden Zugspannungen im Stützenbereich

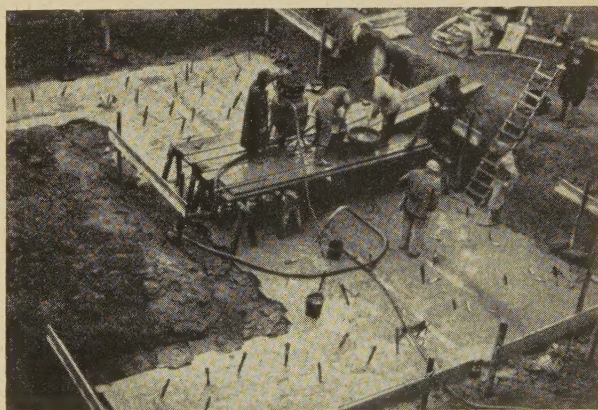


Abb. 11. Auspressen der Risse im Widerlager-Fundament. (Büdericher Seite)

wurden weitere 14,5 cm abgesenkt. Über der Stütze verbleibt dann eine Druckspannung von $\sigma_b = -25$ kg/cm², die zur Überdrückung von auftretenden Zugspannungen aus Temperatur, Schwinden und Aufbringen des Gußasphaltes ausreicht.

4. Restabsenken über dem Mittelpfeiler.

Bei einem gewollten Absenkmoment von 1100 tm ist das erforderliche Absenkmaß zur Zeit $t = t_E$ nach beendetem Kriechen 47,1 cm. Zur Zeit $t = t_0$ errechnet sich

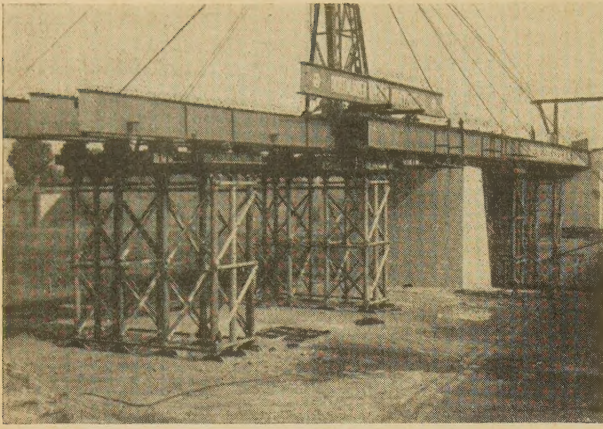


Abb. 12. Montage des Stahlüberbaues von der Weseler Seite.

ein Absenkmaß von 33,8 cm. Die Zunahme des Absenkmaßes durch Kriechen beträgt rd. 39 %. Als letzter Montagevorgang mußten daher noch $47,1 - 22 = 25,1$ cm abgesenkt werden.

Die Reihenfolge der Montagevorgänge bedingt eine Entlastung der schon angespannten Spannstähle durch die beim Absenken entstehenden Druckspannungen.

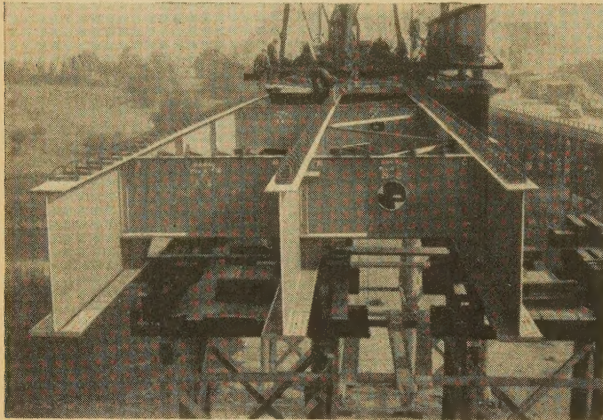


Abb. 13. Zusammenbau der Hauptträger.

Ferner treten Verluste an Vorspannkraft ein durch die elastische Zusammendrückung des Betons während des Anspannens.

Der Gesamtabfall an Vorspannkraft in den Spannstählen St 90 beträgt rd. 21 %. Dieser Spannungsabfall wurde durch Überspannen der Spannstähle (rd. 7 %) und zusätzliche Spannstähle und dadurch vergrößerte Spannkraft ausgeglichen.

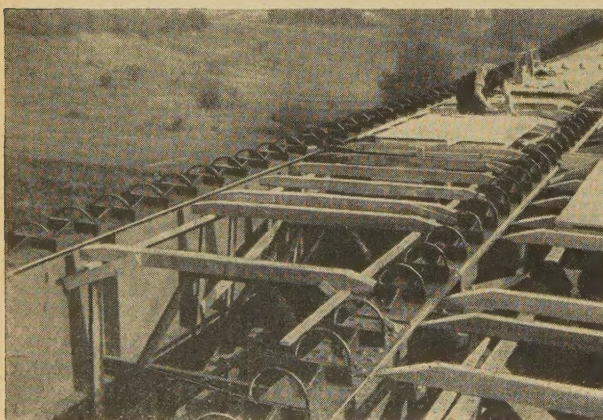


Abb. 14. Einschalen der Fahrbahnplatte.

V. Bauausführung.

Herstellung der Widerlager

Über den noch verwendbaren Fundamentkörpern mußten zunächst das noch zum größten Teil erhalten gebliebene Weseler Widerlager instandgesetzt und erhöht, der zerstörte Zwischenpfeiler und das völlig auseinandergerissene Budericher Widerlager gänzlich erneuert werden. Die zum Teil gerissenen Fundamente wurden vorher mit Zementmörtel ausgepreßt (Abb. 11).

Stahlüberbau.

Vom Weseler Widerlager ausgehend, konnte nach Rammen der Zwischenjoche mit der Montage des Stahlüberbaues begonnen werden (Abb. 12 und 13). Zu montieren waren ausschließlich Geländern und Lagern rd. 257 t Stahlkonstruktion = 210 kg auf den qm Brückenfläche bei einer gesamten Brückenfläche von 1225 m². Für die Montage wurden sechs Wochen benötigt.

Betonfahrbahnplatte.

Die Betonfahrbahnplatte mit den weit auskragenden Fußwegen erforderte eine sehr sorgfältige Schalarbeit (Abb. 14 und 15). Mit fortschreitender Schalung wurden gleichzeitig die schlaife Bewehrung aus Torstahl und die Spannstähle St 90 im Stützenbereich verlegt (Abb. 16). Auf den m² Brückenfläche bezogen, waren 19,6 kg/m² schlaife Bewehrung und 7,65 kg/m² Spannstahl erforderlich. Insgesamt wurden 150 Stück Spannstähle ϕ 26 mm in 3 Spannstufen von 11,60 m, 6,50 m und 4,20 m Länge symmetrisch zur Brückenmitte eingebaut.

Mit der Möglichkeit einer Behinderung des durchlaufenden Betonierungsvorganges durch schlechte Witterung mußte bei einem Betonierungsbeginn Ende Oktober gerechnet werden. Das Einbringen des Betons wurde daher in 4 Abschnitten vorgesehen, wobei jeder Teilabschnitt der Tagesleistung einer 500 l-Mischmaschine entsprach. Die Trennfugen wurden jeweils über den Hilfsjochen angeordnet. Die Lage der Arbeitsfugen im Stützenabschnitt wurde dabei so gewählt, daß zwischen den Spannmuttern und der Arbeitsfuge in voller Brückenbreite ein 4 m langer Betonstreifen verblieb.

Auf 1 m² Brückenfläche waren 0,235 m³ Beton erforderlich.

Der Beton wurde mit Tauchrüttler gut verdichtet, die Betonoberfläche mit Bohlen von Hand sauber abgezogen (Abb. 17 und 18).

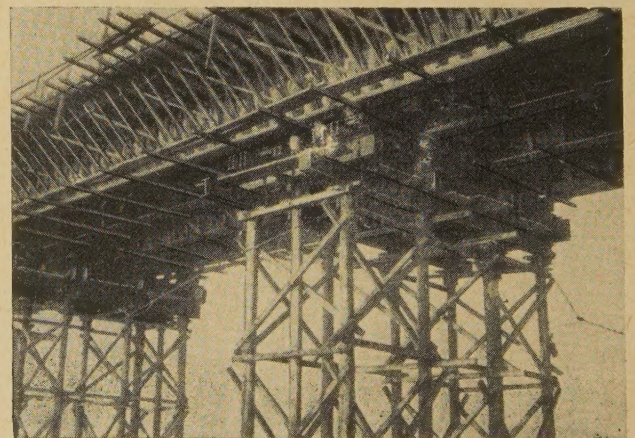


Abb. 15. Abstützung der Fußwegauskragung.

DER **SCHALUNGSERFOLG** BEIM BAU DER
LIMBERGSPERRE DES **TAUERNKRAFTWERKES**

DURCH UNSERE PATENTIERTE

ROLLSCHALUNG

SCHALUNGSBAU
ING. FRANZ SCHARSACH
GRÖDIG BEI SALZBURG
ÖSTERREICH

STAHLBAU HUMBOLDT

Eisenbahn- und Straßenbrücken

Stahlskelette für Wohn-
und Geschäftshäuser

Industriebauten aller Art

Walzwerkshallen · Schachthallen

Fördergerüste

Behälter

Bunker

Silos

KLÖCKNER · HUMBOLDT · DEUTZ AG · KÖLN

MENCK - Mitteilung

Hamburg-Altona, Dezember 1952

Menck-Schnellschlagbären setzen sich immer mehr durch. Sie arbeiten zuverlässig und dampfsparend, sind an allen Rammen oder frei hängend verwendbar und können leicht transportiert werden. Ihr Antrieb erfolgt durch Preßluft oder Dampf.

Bei mittelschweren Arbeiten — vorwiegend beim Schlagen eiserner Spundbohlen (Doppelbohlen) — sind die Rammergebnisse besonders gut. Der abgebildete kleine Bär rammt Brückenfundamente im Wesergebiet. Wir bauen Schnellschlagbären bis zu 8,2 t Totalgewicht.



MENCK & HAMBROCK GMBH

Statik der Tragwerke. Von Dr.-Ing. habil. **Walther Kaufmann**, o. Professor an der Technischen Hochschule zu München. (Handbibliothek für Bauingenieure IV. Teil, Band I.) **Dritte**, ergänzte und verbesserte Auflage. Mit 364 Abbildungen. VIII, 314 Seiten. 1949. DM 25,50; Ganzleinen DM 28,—.

Kreuzwerke. Statik der Trägerroste und Platten. Von Dr.-Ing. **Hellmut Homberg**, Berat. Ingenieur für Brückenbau, Hagen i. W. (Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 8). Mit 66 Abbildungen. VIII, 101 Seiten. 1951. DM 15,—.

Bauten aus Beton- und Stahlbeton-Fertigteilen. Ein Lehrbuch. Von Dr.-Ing. **S. Kiehne** †. Nach dem Tode des Verfassers durchgesehen und ergänzt von Dr.-Ing. **P. Bonatz**. Mit 335 Abbildungen. XII, 357 Seiten. 1951. Ganzleinen DM 31,50.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Statik der Formänderungen von Vollwandtragwerken. Von Ing. **L. Herzka**, Wien. Mit zahlreichen Beispielen, 28 Tabellen und 122 Textabbildungen. V, 232 Seiten. 1948. (W) DM 42,—.

Einführung in die Baustatik. Von Professor Dipl.-Ing. Dr. techn. **E. Melan**, Wien. Mit 242 Textabbildungen. X, 328 Seiten. 1950. (W) DM 28,50; gebunden DM 31,50.

SPRINGER-VERLAG / WIEN

Dyckerhoff & Widmann

K O M M A N D I T G E S E L L S C H A F T

TIEF- UND HOCHBAU · BETON UND EISENBETON · TROCKEN- UND NASSBAGGERUNG
SPANNBETON · BETONWERKE · STRASSENBAU · DRUCKLUFTGRÜNDUNGEN

HAUPTVERWALTUNG MÜNCHEN

BERLIN / BIELEFELD / BRAUNSCHWEIG / BREMEN / DÜSSELDORF / ESSEN / FRANKFURT / HAMBURG
HANNOVER / KARLSRUHE / KIEL / KÖLN / KONSTANZ / MAINZ / MÜNCHEN / MÜNSTER / NÜRNBERG
OSNABRÜCK / PFORZHEIM / STUTTGART / ULM / WIESBADEN



Nach der statischen Berechnung war ein Beton B 450 gefordert. Auf Grund von Vorversuchen wurde folgendes Mischungsverhältnis gewählt:

350 kg Zement 325	Dyckerhoff-Doppel
600 kg Sand 0/3 mm	
149 kg Sand 3/7 mm	Rheinkies
1195 kg Kies 7/30 mm	
140 l Wasser, Wasserzementfaktor 0,4	
Ausbreitmaß: 35 cm.	

Die Ergebnisse der Würfelproben waren:

Im Alter von 14 Tagen i. M.	250 kg/cm ²
17 Tagen i. M.	319 kg/cm ²
22—28 Tagen i. M.	472 kg/cm ²
90 Tagen i. M.	585 kg/cm ² .

Während des Betonierens der Fahrbahnplatte wurde über den Montagejochen eine Senkung von 12—18 mm gemessen. Diese Senkung wurde durch sofortiges Hochpressen der Konstruktion ausgeglichen.

Die zur Zeit des Betonierens vorherrschenden Außentemperaturen von 3°—10° ließen eine verlangsamte Erhärtung und Festigkeitszunahme des Betons erwarten. Der ursprünglich nach 14 Tagen vorgesehene Termin für das Anspannen der Spannstähle wurde daher um eine weitere Woche verschoben.

Nachdem die Montage der Stahlkonstruktion 6 Wochen erfordert hatte, wurden für die Fertigstellung der Stahlbetonplatte ohne Erhärtungszeit des Betons weitere 5 Wochen benötigt.

Nach Absenken des Verbundträgers über der Mittelstütze folgten die Dichtungs- und Asphaltarbeiten (Abb. 19). Sie fielen in eine besonders ungünstige Jahreszeit und es mußte der ausführenden Firma überlassen bleiben, mit Rücksicht auf die ihr obliegende Gewährleistungsfrist die Arbeiten auszuführen oder auf einen günstigeren Zeitpunkt zu verschieben. Unterbrechungen durch anhaltendes Regenwetter waren auf keinen Fall zu vermeiden und nur durch künstliches Trocknen der Betonoberfläche war eine Weiterarbeit möglich.

Montagemaßnahmen.

Die zeitliche Aufeinanderfolge der einzelnen Montagevorgänge und der gleichzeitig damit ausgeführten Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen sind in einer Übersicht (Abb. 20) dargestellt. Während die Dehnungsmessungen gesondert für sich behandelt werden, sind die Durchbiegungsmessungen während der Montagemaßnahmen in Abb. 21 den Rechnungswerten gegenübergestellt. Die Messungen wurden mit Nivellierinstrument

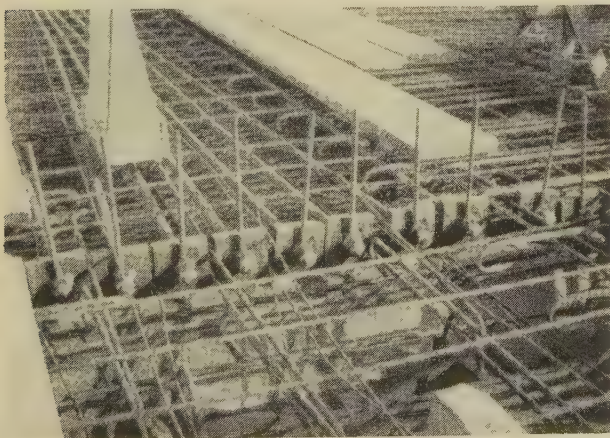


Abb. 16. Verankerung der Spannstähle.



Abb. 17. Einbringen und Verdichten des Betons.



Abb. 18. Herstellen der Betonoberfläche



Abb. 19. Herstellen der Alu-Dichtung.

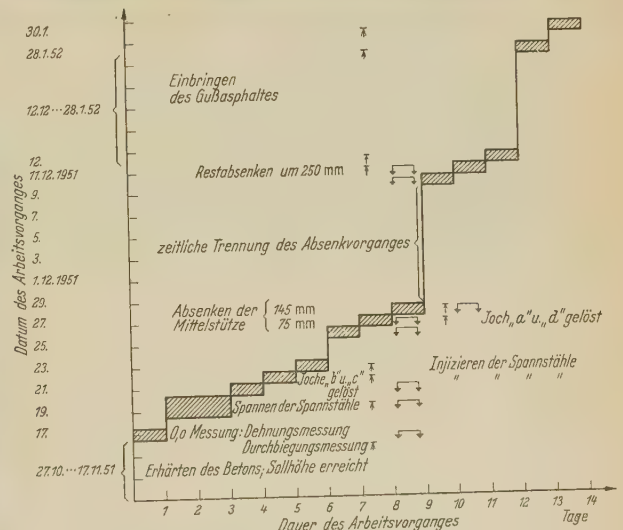


Abb. 20. Zeitliche Aufeinanderfolge der Montage-Vorgänge und Versuchsmessungen.

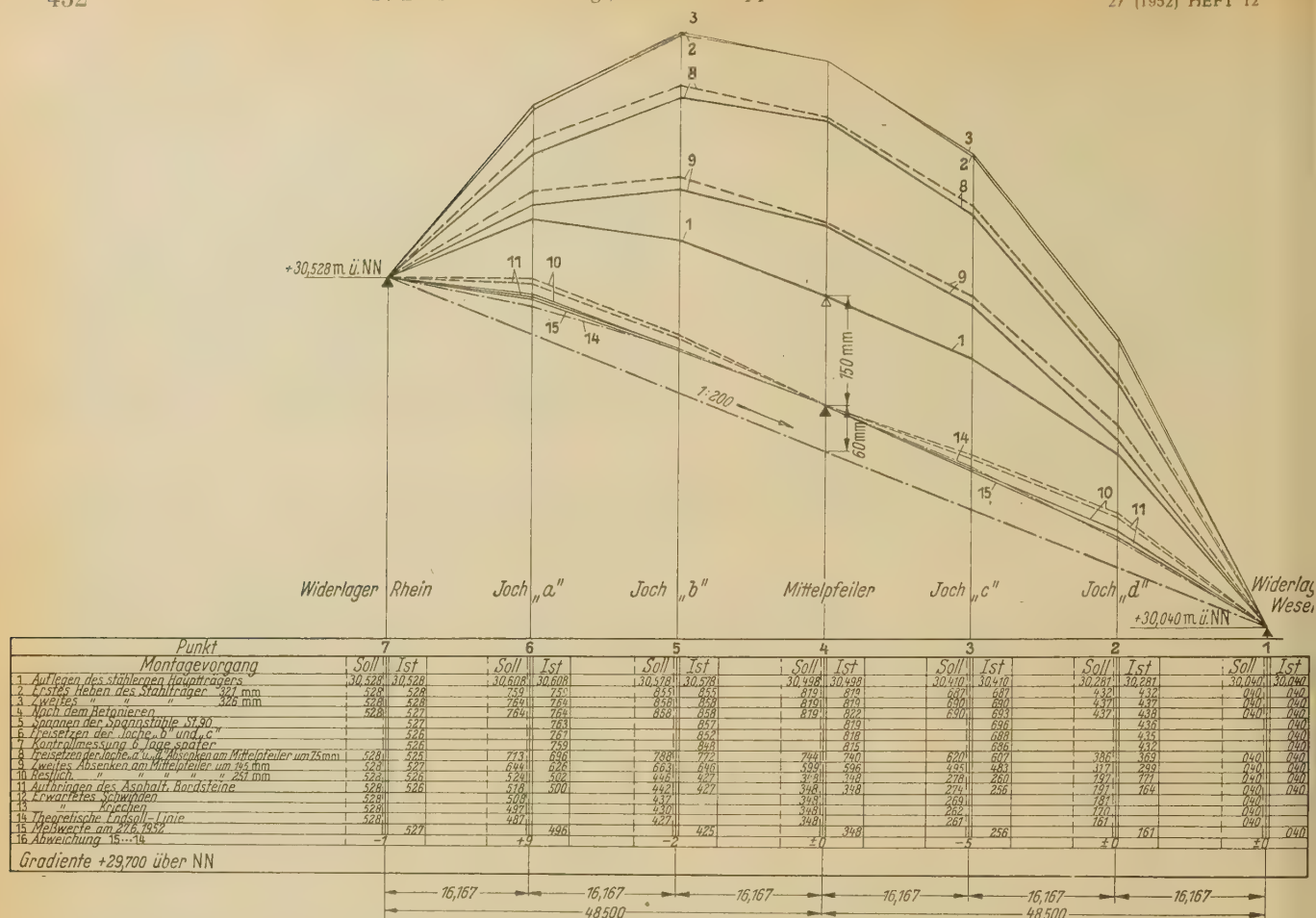


Abb. 21. Gegenüberstellung der Heben, Absenk- und Durchbiegungswerte für den Randhauptträger nach Rechnung und Messung [in mm].

mit einer Genauigkeit von 1 mm durchgeführt. Als Kontrollpunkte wurden vor dem Betonieren in den Anfangs- und Drittelpunkten jeder Öffnung Winkeleisenstücke auf die Hauptträger aufgeschweißt, die zum Aufhalten der Latte bis Oberkante Fahrbahn reichten. Die Rechnungswerte zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Meßwerten. Die nach Beendigung der Montagemaßnahmen und Aufbringen der Dichtung und des Gußasphaltes er-

nach dem Spannvorgang beseitigt und abgefahren. Es hat sich ferner gezeigt, daß der Verbundträger außerordentlich steif ist und der errechneten Biegelinie des Sechsfeldträgers nicht folgte. Nach Vornahme einer Probelastung in Verbindung mit Dehnungsmessungen, auf die an anderer Stelle eingegangen wird, wurde das neue Bauwerk (Abb. 22) am 1.4.52 dem Verkehr übergeben. In einer provisorischen Abfahrt wird der Verkehr bis zur



Abb. 22. Ansicht der fertigen Brücke.

Foto: Hilde Löhr, Wesel

rechnete Überhöhungskurve im Zeitpunkt $t = t_0$ [Kurve (11) der Abb. 21] ist bis auf eine Differenz von 15–27 mm erreicht worden. Durch Kriechen und Schwinden findet eine weitere Senkung von 12–21 mm statt. Es steht zu erwarten, daß nach völligem Abklingen des Schwind- und Kriechprozesses die Gradiente der Brücke sich mit der errechneten Endsohl-Linie gut deckt.

Beim Anspannen der Spanneisen hoben sich Stahlträger von den inneren Hilfsjochen entgegen der statischen Berechnung nicht ab. Diese Stützpunkte wurden daher

Fertigstellung der neuen Rheinbrücke der noch bestehenden Behelfsbrücke über den Rhein zugeleitet.

Ausführende.

In guter Zusammenarbeit der beteiligten Unternehmern, Dortmunder Union Brückenbau-AG, für den Stahlüberbau; Fa. Dyckerhoff & Widmann, Düsseldorf, für die Betonfahrbahnplatte und der Fa. F. C. Trapp, Wesel, für die Pfeilerbauten ist die neue Lippebrücke in einer 1½-jährigen Bauzeit erstellt worden.

Die Verallgemeinerung der Eulerschen Knickformel.

Von Dr.-Ing. Max Jobst Gercke, Düsseldorf.

1. Einleitung und Aufgabenstellung.

Die sog. „Eulerschen Knickformeln“ geben die Knicklast P eines geraden Stabes für bestimmte Grenzfälle der Befestigung der Stabenden (frei geführt, fest eingespannt...). Man ist bei ihrer Benutzung also darauf angewiesen, mit dem der Wirklichkeit vermutlich am nächsten kommenden — oder die größte Sicherheit bietenden — dieser Grenzfälle zu rechnen oder aber Zwischenwerte abzuschätzen. Es besteht somit ein Bedürfnis nach einer allgemeinen Knickformel, nach der auch die Knicklasten für Stäbe mit nachgiebig gehaltenen Enden berechnet werden können [1], die dann die Eulerschen Fälle als Sonderfälle umfassen muß. Man wird von einem Verfahren zur Berechnung der Knicklasten bzw. zur Aufstellung von Knickformeln zu fordern haben, daß es auch die Knicklasten des Stabes mit beliebig gehaltenen Enden zu ermitteln gestattet.

Geht man aus von der Differentialgleichung der elastischen Linie des ausknickenden Stabes

$$y'' = -\frac{P}{EI}y + \frac{Q(x)}{EI}, \quad (1)$$

worin die y die Ordinaten der elastischen Linie, x die Abszisse längs der ursprünglichen geraden Stabachse, I das kleinste Trägheitsmoment des Stabquerschnittes und E das Elastizitätsmaß des Stabwerkstoffes bedeuten und $Q(x) = EI y_{P=0}''$ eine durch die Auflagerbedingungen der Stabenden bestimmte Belastungsfunktion ist, so erscheint es als das Nächstliegende, $Q(x)$ zu bestimmen und die Gleichung zu integrieren [2], um auf einen Ausdruck für P zu kommen. Ein ganz anderer Weg wird mit einem kürzlich veröffentlichten Berechnungsverfahren eingeschlagen [3], das aber dort nicht so weit entwickelt ist, daß damit auch die allgemeine Knickbedingung für den Stab mit beliebig elastisch gehaltenen Enden hergeleitet werden könnte. Im folgenden soll gezeigt werden, wie man dieses Verfahren hierfür zu erweitern hat; vorab soll es in einer besonders auf die vorliegende Aufgabe abgestellten Form kurz dargestellt und durch ein Beispiel erläutert werden.

2. Verfahren nach Jung zur Berechnung der Knicklasten.

a) Analytische Grundlage¹.

I. Die Differentialgleichung (1) ist so umzuformen, daß sie sich der Fouriertransformation unterwerfen läßt, welche besagt: besteht zwischen zwei Funktionen $g(\lambda)$ und $G(x)$ die Beziehung

$$g(\lambda) = \int_{-\infty}^{+\infty} G(x) e^{i\lambda x} dx, \quad (2)$$

so drückt sich andererseits $G(x)$ durch $g(\lambda)$ folgendermaßen aus:

$$G(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} g(\lambda) e^{-i\lambda x} d\lambda. \quad (3)$$

Dazu wird Gl. (1) zunächst auf beiden Seiten mit $e^{i\lambda x}$ multipliziert und zwischen $-\infty$ und $+\infty$ integriert:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} y'' e^{i\lambda x} dx = -\frac{P}{EI} \int_{-\infty}^{+\infty} y e^{i\lambda x} dx + \int_{-\infty}^{+\infty} y_{P=0}'' e^{i\lambda x} dx. \quad (4)$$

Für das letzte Glied wird davon ausgegangen, daß für $P=0$ die Durchbiegung eines durch eine stückweise

stetige Querbewegung $p(x)$ belasteten Stabes der Differentialgleichung

$$y^{(4)} = \frac{p(x)}{EI} \quad (5)$$

genügt; ebenfalls beiderseits mit $e^{i\lambda x}$ malgenommen und von $-\infty$ bis $+\infty$ integriert, ergibt dieses

$$\int_{-\infty}^{+\infty} y_{P=0}^{(4)} e^{i\lambda x} dx = \frac{1}{EI} \int_{-\infty}^{+\infty} p(x) e^{i\lambda x} dx. \quad (6)$$

Wird links zweimal partiell integriert, nach der Regel $\int u dv = uv - \int v du$, mit $u = e^{i\lambda x}$, $dv = y^{(4)} dx$ bzw. $y''' dx$ so kommt

$$\int_{-\infty}^{+\infty} y_{P=0}'' e^{i\lambda x} dx = -\frac{1}{EI\lambda^2} \int_{-\infty}^{+\infty} p(x) e^{i\lambda x} dx, \quad (7)$$

womit aus Gl. (4) folgt

$$-\int_{-\infty}^{+\infty} y'' e^{i\lambda x} dx = \frac{P}{EI} \int_{-\infty}^{+\infty} y e^{i\lambda x} dx + \frac{1}{EI\lambda^2} \int_{-\infty}^{+\infty} p(x) e^{i\lambda x} dx. \quad (8)$$

Der Stab erstrecke sich zwischen $x = -a$ und $x = +a$; dann kann man wegen $p(x) = 0$ für $-\infty < x \leq -a$ und $+a \leq x < +\infty$ die Grenzen des letzten rechtsstehenden Integrales durch $-a$ und $+a$ ersetzen. Wird nochmals links zweimal partiell integriert, so ergibt sich nach Umordnung der Glieder

$$\int_{-\infty}^{+\infty} y e^{i\lambda x} dx = \frac{1}{\lambda^2 - \frac{P}{EI}} \cdot \frac{1}{EI\lambda^2} \cdot \int_{-a}^{+a} \bar{p}(x) e^{i\lambda x} dx. \quad (9)$$

Hierauf kann nun die Fouriertransformation angewendet werden, wobei $G(x) = y$ und $g(\lambda)$ gleich der rechten Seite von (9) zu setzen ist. Man erhält dann

$$y = \frac{1}{2\pi EI} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{e^{-i\lambda x}}{(\lambda^2 - \frac{P}{EI})\lambda^2} \int_{-a}^{+a} \bar{p}(\xi) e^{i\lambda \xi} d\xi \cdot d\lambda. \quad (10)$$

II. Dabei ist nun — wie von Gl. (9) ab bereits berücksichtigt — die Belastung $p(x)$ durch Hinzunahme der an dem Stabe angreifenden Einzelkräfte und Momente (Auflagerreaktionen) zu erweitern¹, wobei zur Berücksichtigung der Einspannbedingungen „Momente höherer Ordnung“ einzuführen sind, und zwar nach Jung bis zur 3. Ordnung. Ein Moment höherer Ordnung an der Stelle $x = \xi$ ergibt sich, wenn man rechts und links von der Angriffsstelle im kleinen Abstand $+\varepsilon$ bzw. $-\varepsilon$ ein Moment der nächst niedrigeren Ordnung wirkend denkt und nun ε unter Beibehaltung der Größe des Momentenproduktes nach Null gehen läßt, d.h.:

$$M_n = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} M_{n-1} 2\varepsilon. \quad (11)$$

Eine Einzelkraft ist dabei als „Moment nullter Ordnung“ anzusehen. An Stelle des Integrales über $p(\xi) e^{i\lambda \xi}$ tritt also die Summe der Integrale über die $M_n(\xi) e^{i\lambda \xi}$, während das Integral über $p(\xi) e^{i\lambda \xi}$ fortfällt, weil eine Querbewegung des Stabes zwischen seinen Enden nicht vorausgesetzt ist. Das zwischen $-a$ und $+a$ zu nehmende Integral reduziert sich auf den Grenzwert des zwischen $\xi - \varepsilon$ und $\xi + \varepsilon$ zu nehmenden Integrales, also

$$\int_{-a}^{+a} M_n e^{i\lambda \xi} d\xi = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \frac{1}{2\varepsilon} \int_{\xi-\varepsilon}^{\xi+\varepsilon} M_n e^{i\lambda \xi} d\xi. \quad (12)$$

¹ Auf die speziellen mathematischen Voraussetzungen — daß die vorkommenden Funktionen beschränkt und quadratisch integrierbar sein sollen — braucht hier nicht eingegangen zu werden.

¹ Deshalb $\bar{p}(x)$ geschrieben.

Führt man hiernach die Berechnung der Momente, angefangen mit M_0 unter Berücksichtigung von (11) schrittweise durch, so erhält man für die „Unterfunktionen“ der Singularitäten M_n

$$\int_{-a}^{+a} M_n e^{i\lambda \xi} d\xi = (i\lambda)^M M_n e^{i\lambda \xi} = f_n(\lambda). \quad (13)$$

III. Schreibt man Gl. (10) in der Form

$$y = \frac{1}{2\pi EI} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{f(\lambda)}{\lambda^2 - \frac{P}{EI}} e^{-i\lambda x} d\lambda, \quad (14)$$

worin

$$f(\lambda) = \frac{\sum f_n(\lambda)}{\lambda^2}, \quad (15)$$

so muß sein, wie in [3] begründet wird,

$$\lim_{\lambda \rightarrow \lambda_K} \frac{f(\lambda)}{\lambda^2 - \frac{P}{EI}} = c, \quad (16)$$

wobei c einen endlichen Wert bedeutet. Die λ_K bestimmen die Nullstellen des Nenners, von denen hier nur die erste, entsprechend der kleinsten Knicklast P , interessiert. Wegen Gl. (16) muß also auch der Zähler $f(\lambda) = 0$ sein für $\lambda = \lambda_K$. Die Aufgabe der Ermittlung der Knicklast bzw. der Aufstellung einer Knickformel reduziert sich somit darauf, $f(\lambda)$ zu bilden, gleich Null zu setzen und daraus $\lambda = \lambda_K$ zu berechnen. Dann ist die Knicklast

$$P = \lambda^2 EI = (\lambda l)^2 \frac{EI}{l^2} \quad (17)$$

mit $\lambda = \lambda_K$; $l = 2a = \text{Stablänge}$.

Bezeichnet man die Momente nullter bis 3. Ordnung $M_0 \dots M_3$ der besseren Lesbarkeit der Formeln halber der Reihe nach mit A, M, N und R , so ergeben sich nach Gl. (13) die folgenden Ausdrücke:

$$\begin{aligned} f_0(\lambda) &= A e^{i\lambda \xi}, & \text{einzusetzen, wenn an den Stabenden} \\ & & \xi = -a \text{ und } \xi = +a \text{ eine Auflagerkraft auftritt;} \\ f_1(\lambda) &= i\lambda M e^{i\lambda \xi}, & \text{wenn der Stab an dem betreffenden} \\ & & \text{Ende eingespannt ist;} \\ f_2(\lambda) &= -\lambda^2 N e^{i\lambda \xi}, & \text{wenn an einem Ende eine Tan-} \\ & & \text{gentenneigung der elastischen Linie auftritt;} \\ f_3(\lambda) &= -i\lambda^3 R e^{i\lambda \xi} & \text{falls sich ein Stabende quer zur Achse} \\ & & \text{des kleinsten Trägheitsmomentes des} \\ & & \text{Stabquerschnittes verschiebt.} \end{aligned}$$

Für ξ kommen nur die Werte $-a$ und $+a$ in Frage; die Momente 1. und 2. Ordnung sollen je nachdem mit dem Index A bzw. B bezeichnet werden. Bei A und R entfällt eine solche Unterscheidung.

b) Berechnungsbeispiel.

Betrachtet werde als Beispiel für den Gang der Berechnung unter Berücksichtigung von Momenten bis zur 3. Ordnung der einseitig eingespannte Stab, dessen anderes Ende frei drehbar und elastisch verschieblich ist [Abb. 1]. Für die Aufstellung von $f(\lambda)$ sind hier zu

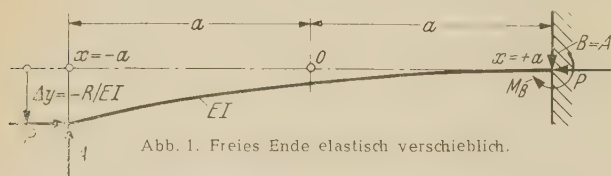


Abb. 1. Freies Ende elastisch verschieblich.

berücksichtigen: A für beide Enden, M_B , N_A und R ; demgemäß ist zu setzen:

$$f(\lambda) = -A(e^{i\lambda a} - e^{-i\lambda a}) - i\lambda M_B e^{i\lambda a} + \lambda^2 N_A e^{-i\lambda a} - i\lambda^3 R e^{i\lambda a}. \quad (21a)$$

Nun ist $M_B = -2\alpha A$ [Sonderfall von Gl. (a)]; alle Glieder sind proportional zu A , da sie alle wie A proportional mit der Auslenkung des Stabes wachsen. Wir setzen deshalb, mit den Proportionalitätsfaktoren κ und c_2 .

$$N_A = \kappa M_B, \quad R = c_2 A. \quad (22a)$$

Dann wird

$$\frac{f(\lambda)}{A} = -\left\{ (e^{i\lambda a} - e^{-i\lambda a}) + 2i\lambda \alpha e^{i\lambda a} - 2\kappa \lambda^2 \alpha e^{-i\lambda a} - i\lambda^3 c_2 e^{i\lambda a} \right\} \quad (23a)$$

und mit Ersatz der e -Funktionen durch die trigonometrischen

$$-\frac{if(\lambda)}{A} = -2\sin \lambda a + 2\lambda \alpha (\cos \lambda a + i\sin \lambda a) + 2i\kappa \lambda^2 \alpha (\cos \lambda a - i\sin \lambda a) - \lambda^3 c_2 (\cos \lambda a + i\sin \lambda a). \quad (24a)$$

Diesen Ausdruck gleich Null setzen bedeutet, daß sein muß

$$\left\{ \begin{aligned} \Re e &= -2\sin \lambda a + 2\lambda \alpha \cos \lambda a + 2\kappa \lambda^2 \alpha \sin \lambda a - \lambda^3 c_2 \cos \lambda a = 0 \\ \Im m &= 2\lambda \alpha \sin \lambda a + 2\kappa \lambda^2 \alpha \cos \lambda a - \lambda^3 c_2 \sin \lambda a = 0; \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

durch Elimination von κ ergibt sich daraus

$$-2\sin \lambda a \cos \lambda a + (2\lambda \alpha - \lambda^3 c_2)(\cos^2 \lambda a - \sin^2 \lambda a) = 0 \quad (26)$$

als die gesuchte Knickbedingung.

3. Der beiderseits elastisch gehaltene Stab.

Der hinsichtlich der Randbedingungen ganz allgemeine Fall der Knickung des geraden Stabes ist dadurch gekennzeichnet, daß beide Stabenden

a) elastisch drehbar gelagert sind; es sind dann die Endmomente M_A und M_B verhältnisgleich den Neigungen y'_A und y'_B der elastischen Linie an den Enden A und B [$x = -a$ bzw. $x = +a$], in Zeichen:

$$M_A = \mu y'_A, \quad M_B = -\nu y'_B, \quad (18), (19)$$

und außerdem

β) elastisch verschieblich abgestützt sind, d. h.: die Enden sollen sich seitlich — quer zur Achse des kleinsten Trägheitsmomentes — elastisch gegeneinander verschieben können; die Auflagerkraft A ist dann verhältnisgleich der gegenseitigen Verschiebung der Stabenden, in Zeichen:

$$A = -c \Delta y. \quad (20)$$

a) Der beiderseits drehbar elastisch gelagerte Stab mit axial geführten Enden.

Zunächst sei lediglich die Bedingung a) gegeben [$\mu, \nu > 0$]; die Stabenden sollen noch in der ursprünglichen Achse geführt sein [$c = \infty$]. Dieser Fall [Abb. 2] läßt sich ohne weiteres behandeln, unter Berücksichtigung der

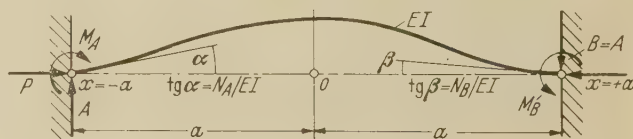


Abb. 2. Beide Enden elastisch drehbar.

folgenden Momente bis zur 2. Ordnung: A für beide Enden, M_A , M_B , N_A , N_B , demgemäß ist anzusetzen:

$$f(\lambda) = -A(e^{i\lambda a} - e^{-i\lambda a}) + i\lambda M_A e^{-i\lambda a} - i\lambda M_B e^{i\lambda a} + \lambda^2 N_A e^{-i\lambda a} - \lambda^2 N_B e^{i\lambda a} = \varphi(\lambda). \quad (21)$$

Wie in [3] aus der Bedingung $\lim_{\lambda \rightarrow 0} f(\lambda) = c$ gefolgert, ist

hierin

$$M_A - 2\alpha A = M_B. \quad (a)$$

Mit derselben Begründung wie oben bei Gl. (22 a), (23 a) setzen wir hier, mit den Proportionalitätsfaktoren κ , c_1 und c_1' ,

$$\left. \begin{aligned} M_A &= \kappa A \\ N_A &= c_1 M_A, \quad N_B = -c_1' M_B = -c_1' (M_A - 2\alpha A). \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Damit wird

$$\left. \begin{aligned} \frac{f(\lambda)}{A} &= -(e^{i\lambda} - e^{-i\lambda\alpha}) + 2i\lambda\alpha e^{i\lambda\alpha} - 2\lambda^2 c_1' \alpha e^{i\lambda\alpha} + \\ &+ \kappa [-i\lambda(e^{i\lambda\alpha} - e^{-i\lambda\alpha}) + \lambda^2 c_1 e^{-i\lambda\alpha} + \lambda^2 c_1' e^{i\lambda\alpha}] \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

und nach Umformung

$$\left. \begin{aligned} -\frac{if(\lambda)}{A} &= -2\sin\lambda\alpha + 2\lambda\alpha(\cos\lambda\alpha + i\sin\lambda\alpha) + \\ &+ 2i\lambda^2\alpha c_1'(\cos\lambda\alpha + i\sin\lambda\alpha) - i\kappa[2\lambda\sin\lambda\alpha + \\ &+ \lambda^2 c_1(\cos\lambda\alpha - i\sin\lambda\alpha) + \lambda^2 c_1'(\cos\lambda\alpha + i\sin\lambda\alpha)] \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

Daß dieser Ausdruck Null werden soll, bedingt wieder

$$\left. \begin{aligned} \Re e &= -2\sin\lambda\alpha + 2\lambda\alpha\cos\lambda\alpha - 2\lambda^2\alpha c_1'\sin\lambda\alpha + \\ &+ \kappa(-\lambda^2 c_1\sin\lambda\alpha + \lambda^2 c_1'\sin\lambda\alpha) = 0 \\ \Im m &= 2\lambda\alpha\sin\lambda\alpha + 2\lambda^2\alpha c_1'\cos\lambda\alpha + \\ &+ \kappa(-2\lambda\sin\lambda\alpha - \lambda^2 c_1\cos\lambda\alpha - \lambda^2 c_1'\cos\lambda\alpha) = 0. \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

Durch Eliminierung von κ ergibt sich daraus nach Division durch λ

$$\left. \begin{aligned} F(\lambda\alpha) &= 4\sin^2\lambda\alpha - 2\lambda^2\alpha(c_1 + c_1')(\cos^2\lambda\alpha - \sin^2\lambda\alpha) + \\ &+ [2\lambda(c_1 + c_1') + 4\lambda^3\alpha c_1 c_1' - 4\lambda\alpha] \cdot \\ &\cdot \sin\lambda\alpha\cos\lambda\alpha = 0 \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

als Knickbedingung für den Stab mit beiderseits elastisch drehbar gehaltenen Enden.

b) Erweiterung des $f(\lambda)$ -Verfahrens zur Behandlung des allgemeinen Falles. Nimmt man jetzt die Bedingung β hinzu [$c > 0$], so zeigt sich bei dem Versuch, den dann vorliegenden allgemeinen Fall der Befestigung der Stabenden [Abb. 3] — elastisch drehbar und elastisch gegeneinander verschieblich — mit dem oben dargelegten „ $f(\lambda)$ -Verfahren“ zu behandeln, daß man dabei mit Momenten bis einschließlich zur 3. Ordnung nicht zum Ziele kommt. Es genügt nicht, etwa einen mit R gerechneten einfacheren Knickungsfall dem Fall Gl. (21) zu überlagern. Eine eingehendere Untersuchung

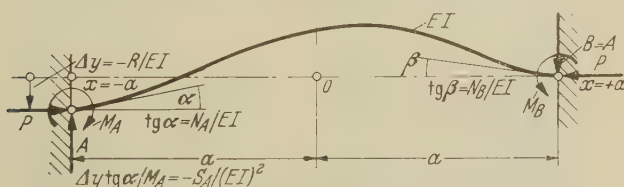


Abb. 3. Beide Enden elastisch drehbar und elastisch gegeneinander verschieblich.

führt vielmehr zu der Feststellung, daß sich die allgemeine Knickformel ergibt, wenn man außer R noch ein Moment 4. Ordnung S einführt, daß sich zu R genau so verhält wie N zu M .

Es muß also zu (21) hinzutreten die „Zusatzfunktion“

$$Z(\lambda) = -i\lambda^3 R e^{i\lambda\alpha} - \lambda^4 S_B e^{i\lambda} \quad (27)$$

worin

$$R = c_2 A, \quad S_B = -c_1' R = -c_2 c_1' A. \quad (28)$$

Damit wird, wenn wir mit $\varphi(\lambda)$ den Ausdruck (21) für $f(\lambda)$ bezeichnen,

$$\frac{f(\lambda)}{A} = \frac{\varphi(\lambda)}{A} + \frac{Z(\lambda)}{A} = \frac{\varphi(\lambda)}{A} - i\lambda^3 c_2 e^{i\lambda\alpha} + \lambda^4 c_2 c_1' e^{i\lambda\alpha} \quad (23b)$$

und in derselben Weise wie vorher

$$\left. \begin{aligned} -\frac{if(\lambda)}{A} &= -\frac{i\varphi(\lambda)}{A} - \lambda^3 c_2(\cos\lambda\alpha + i\sin\lambda\alpha) - \\ &- i\lambda^4 c_2 c_1'(\cos\lambda\alpha + i\sin\lambda\alpha). \end{aligned} \right\} \quad (24b)$$

Der reelle und der imaginäre Teil müssen wieder jeder für sich gleich Null sein, also [nur die Zusatzglieder ausgeschrieben]

$$\left. \begin{aligned} \Re e &= \dots - \lambda^3 c_2 \cos\lambda\alpha + \lambda^4 c_2 c_1' \sin\lambda\alpha + \\ &+ \dots [\text{Glieder mit } \kappa] = 0 \\ \Im m &= \dots - \lambda^3 c_2 \sin\lambda\alpha - \lambda^4 c_2 c_1' \cos\lambda\alpha + \\ &+ \dots [\text{Glieder mit } \kappa] = 0. \end{aligned} \right\} \quad (25b)$$

Hieraus folgt durch Elimination von κ nach Division durch λ

$$\left. \begin{aligned} F(\lambda\alpha) &+ [(-2\lambda^5 c_1 c_1' + 2\lambda^3) \sin\lambda\alpha \cos\lambda\alpha + \\ &+ (c_1 + c_1') \lambda^4 (\cos^2\lambda\alpha - \sin^2\lambda\alpha)] c_2 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (26b)$$

mit $F(\lambda\alpha)$ nach (26).

Da es einerlei ist, welches der beiden Enden man als gegenüber dem anderen verschoben ansieht, kann man die Zusatzfunktion ebensowohl statt wie in (27) für das Ende $x = +a$ auch für $x = -a$ ansetzen, nämlich als

$$Z^*(\lambda) = +i\lambda^3 R e^{-i\lambda\alpha} + \lambda^4 S_A e^{-i\lambda\alpha} \quad (27^*)$$

mit

$$R = c_2 A, \quad S_A = c_1 R = c_2 c_1 A, \quad (28^*)$$

womit man genau dieselbe Endgleichung (26 b) erhält wie vorher mit $Z(\lambda)$.

4. Die allgemeine Knickbedingung.

In der vorstehenden Untersuchung ist gezeigt, wie die allgemeine Knickbedingung für den Stab mit beliebig elastisch gehaltenen Enden durch das „ $f(\lambda)$ -Verfahren“ gewonnen werden kann, wenn man dieses durch Hinzunahme eines Momentes 4. Ordnung erweitert. Es bleibt noch übrig, abschließend die allgemeine Knickformel Gl. (26 b) in eine fertige Form zu bringen und zu zeigen, inwiefern sie sich als Verallgemeinerung der Eulerschen Formel darstellt.

Zunächst wird durch die bekannten Beziehungen

$$\left. \begin{aligned} 2\sin\lambda\alpha\cos\lambda\alpha &= \sin 2\lambda\alpha \\ \cos^2\lambda\alpha - \sin^2\lambda\alpha &= \cos 2\lambda\alpha \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

nahegelegt, die Gl. (26 b) durch Einführung von $2\lambda\alpha = \lambda l$ als Argument auf eine natürlichere Form zu bringen:

$$\left. \begin{aligned} (\lambda l)^2 \frac{c_1 c_1'}{l^2} - \frac{c_1 + c_1'}{l} (\lambda l \operatorname{ctg} \lambda l - 1) - 1 + \frac{2}{\lambda l} \frac{1 - \cos \lambda l}{\sin \lambda l} + \\ + \left[-(\lambda l)^4 \frac{c_1 c_1'}{l^2} + \frac{c_1 + c_1'}{l} (\lambda l)^3 \operatorname{ctg} \lambda l + (\lambda l)^2 \right] \frac{c_2}{l^3} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

Weiterhin sollen die zunächst rein als Proportionalitätsfaktoren eingeführten Größen c_1 , c_1' und c_2 durch μ , ν und c nach Gl. (18), (19) und (20) [Einspannmomente für die Winkeländerung eins, Auflagerkraft für die Verschiebung eins] ersetzt werden. Um einen Ausdruck zu erhalten, in dem die nur jeweils für einen speziellen Stab geltenden Größen l , I und E nicht mehr besonders in Erscheinung treten, verwenden wir die mit μ , ν und c gebildeten dimensionslosen Kenngrößen

$$\bar{\mu} = \mu l / EI = l / c_1, \quad \bar{\nu} = \nu l / EI = l / c_1' \quad \text{[„Einspannungsgrad“]} \quad (19a)$$

$$c = c l^3 / EI = l^3 / c_2 \quad \text{[„Abstützungsgrad“]}. \quad (20a)$$

Auf Gl. (17) zurückgreifend stellen wir fest, daß auch

$$(\lambda l)^0 = \frac{P l^2}{EI} = \bar{p} \quad (17a)$$

eine solche dimensionslose Kenngröße ist, die man als „bezogene Knicklast“ ansehen kann. Damit wird aus Gl. (30)

$$\bar{p} - (\bar{\mu} + \bar{\nu}) \bar{p} - \bar{\mu} \bar{\nu} - \frac{c}{\bar{p}} [\bar{p} - (\bar{\mu} + \bar{\nu})(\bar{p} - 1) - \bar{\mu} \bar{\nu} (1 - q)] = 0 \quad (31)$$

$$\text{mit } \bar{p} = \sqrt{\bar{p}} \operatorname{ctg} \sqrt{\bar{p}} \quad q = \frac{2}{\sqrt{\bar{p}}} \frac{1 - \cos \sqrt{\bar{p}}}{\sin \sqrt{\bar{p}}}$$

Diese allgemeine Knickbedingung gibt die in Abhängigkeit von den Einspannbedingungen stetig veränderliche Vorzahl $P = P[\bar{u}, \nu; \bar{c}]$ der verallgemeinerten Eulerschen Gl. (17), wofür bisher üblicherweise nur die diskreten Werte $\pi^2/4, \pi^2, 2,04 \pi^2, 4 \pi^2$ für bestimmte Sonderfälle der Stabbefestigung — Stab am einen Ende fest eingespannt und am anderen Ende frei, beide Enden frei drehbar und geführt, Stab am einen Ende eingespannt und am anderen frei drehbar geführt, beide Enden fest eingespannt — angegeben werden.

Führt man statt einer veränderlichen Vorzahl P unter Beziehung auf den Fall frei drehbar geführter Enden,

$P = \pi^2$, eine „freie Knicklänge“ l_f ein:

$$P = \pi^2 \frac{EI}{l_f^2}, \quad (17b)$$

so zeigt der Vergleich mit Gl. (17), daß die in dem hier zugrunde gelegten Berechnungsverfahren eine zentrale Rolle spielende Größe λ gleich dem π -fachen Kehrwert der freien Knicklänge ist.

Literatur.

1. H. Zimmermann: Der Bauingenieur 4 (1923), S. 381, bringt, 180 Jahre nach Euler, eine der ersten Untersuchungen in dieser Richtung.
2. M. J. Gercke: Konstruktion 4 (1952), S. 46.
3. H. Jung: Zeitschr. f. ang. Math. u. Mechanik 31 (1951), S. 142.

Wehrbodenspülung bei Fischbauch-Stauklappen.

Von Alexander B. Schulz, Berlin-Siemensstadt.

Die sehr wirtschaftlichen einseitig angetriebenen torsionsfesten Fischbauchklappen mit durchgehendem Schwelenscharnier sind mit dem Nachteil behaftet, daß bei Wehrschwelen, die in Höhe der mittleren Flußsohle oder nur wenig darüber liegen, für die Unterbringung des Klappenbauches eine Grube im Wehrboden ausgespart werden muß, in der sich Geschiebe und Schlamm ablagern, die ein volles Umlegen der Klappe ohne vorherige Beseitigung dieser Ablagerungen verhindern. Bei den bisher bekannt-

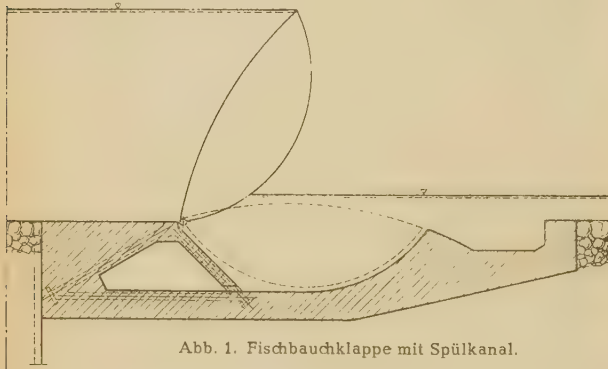


Abb. 1. Fischbauchklappe mit Spülkanal.

gewordenen Ausführungen solcher Wehre ([1] bis [5]) erfolgt die Beseitigung der Ablagerungen durch Ausspülen der Grube, zu welchem Zweck ein mit Rechen, Einlaufverschluß und Spülschlitze versehener Spülkanal in der Wehrschwelle angeordnet wird (Abb. 1). Diese Lösung befriedigt betrieblich durchaus, ist aber bei niedrigen langen Klappen so aufwendig, daß von der Anwendung einer Fischbauchklappe oft nur aus diesem Grunde abgesehen werden muß. Die Kosten für Rechen, Einlaufschütz, das Verstärken der Wehrwangen, Schalung und Be-

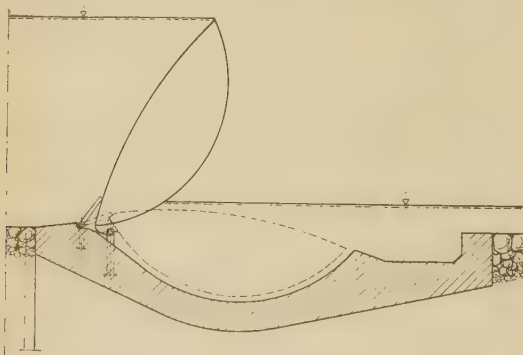


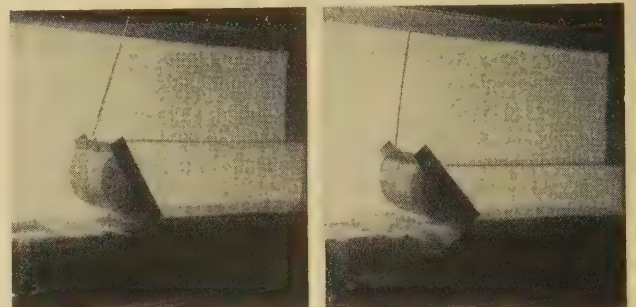
Abb. 2. Querschnitt einer Klappe mit hinter die Stauwand verlegtem Drehgelenk und Spülschlitze mit Schlepprechen.

wehrung des Spülkanals sowie die Stahlkonstruktion für das Herumleiten der Klappenscharnierkräfte um den Spülkanal überschreiten bei solchen Klappen nicht selten

die Preisdifferenz zwischen einer Fischbauchklappe und einem hebbaren Verschuß.

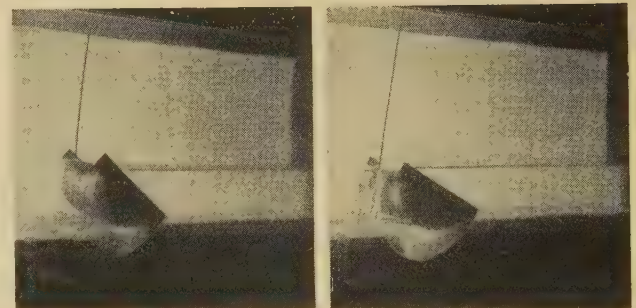
Um diesem Nachteil abzuweichen, schlägt Verfasser nachstehend eine Lösung ohne Spülkanal vor.

Die Klappe (Abb. 2) stützt sich über einen Balken (abgekannte, erforderlichenfalls verstärkte Stauwand)



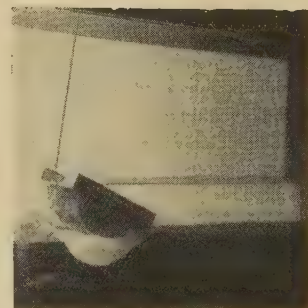
a

b



c

d



e

Abb. 3a—e. Freispülen der voll verlandeten Klappenbauchgrube bei sinkendem Oberwasserspiegel.

auf einzelne, im Wehrboden verankerte Lagerböcke so ab, daß sie in Staustellung mit dem Knie, das ein Dichtungselement trägt, an die Wehrschwelle angepreßt wird, beim Absenken jedoch einen Spalt für den Spülstrahl

freigibt. Da zum Wegspülen des Geschiebes aus der Klappenbauchgrube ein Strahl von 2 bis 3 cm Stärke genügt, fallen die Lagerböcke sehr niedrig, also statisch günstig aus. Damit grobes Geschiebe oder abgesoffenes Treibzeug sich nicht im Spülpalt verklemmt, wird vor dem Spalt ein Schlepprechen angeordnet, dessen Stablichtweite ungefähr $\frac{4}{5}$ der kleinsten Spülpaltlichtweite beträgt. Einem Verklemmen des Geschiebekorns zwischen den Rechenstäben wird durch Anwendung der bei Tiroler Wehren gut bewährten trapezförmigen Rechenstabquerschnitte begegnet [6].

Auf Grund von im Wasserbauinstitut der Technischen Universität Berlin (Prof. Dr.-Ing. Press) durchgeführten eigenen Modellversuchen mit einer solchen Klappe¹ lassen sich über die betrieblichen Eigenschaften der neuen Lösung folgende Aussagen machen:

Im Gegensatz zu Klappen mit fester Schwellendichtung und Spülkanal, bilden sich bei der Lösung nach Abb. 2 keine Geschiebeansammlungen weder vor noch hinter der Klappe. Sobald die Klappe betätigt wird und ein Geschiebetrieb im Oberwasser einsetzt, tritt automatisch auch die Spülung in Tätigkeit, und das durch den Schlepprechen gehende Geschiebe wandert, ohne sich in der Klappenbauchgrube aufzuhalten, laufend ins Unterwasserbett ab. Grobes Geschiebe, das nur bei größeren Wasserführungen, also bei fast ganz oder ganz umgelegter Klappe in Bewegung kommt, wandert über die Klappe ab. Von einer eigentlichen Klappenbauchgrubenspülung kann bei dieser Lösung nicht mehr gesprochen werden. Wird die Grube künstlich mit Geschiebe gefüllt, dann geht die Spülung so rasch vor sich, daß die Klappe laufend umgelegt werden kann. Die Abb. 3 a bis 3 e zeigen diesen Vorgang an der Modellklappe. Die Spülung wurde hier mit sinkendem Oberwasserspiegel durchgeführt, um die einzelnen Phasen gut mit Auge und Fotokamera verfolgen zu können und die den Spülvorgang außerordentlich beschleunigende Wirkung des Überfallstrahls (Abb. 4) auszuschalten.



Abb. 4. Freispülen der Klappenbauchgrube bei Stauziel und überfallendem Wasserstrahl.

Klappe in Bewegung kommt, wandert über die Klappe ab. Von einer eigentlichen Klappenbauchgrubenspülung kann bei dieser Lösung nicht mehr gesprochen werden.

Wird die Grube künstlich mit Geschiebe gefüllt, dann geht die Spülung so rasch vor sich, daß die Klappe laufend umgelegt werden kann. Die Abb. 3 a bis 3 e zeigen diesen Vorgang an der Modellklappe. Die Spülung wurde hier mit sinkendem Oberwasserspiegel durchgeführt, um die einzelnen Phasen gut mit Auge und Fotokamera verfolgen zu können und die den Spülvorgang außerordentlich beschleunigende Wirkung des Überfallstrahls (Abb. 4) auszuschalten.

¹ Näheres darüber im Mitteilungsblatt Nr. 40 des genannten Instituts.

Der zwangsläufige Verzicht auf die bei Klappen übliche durchgehende Lagerung und feste Sohlendichtung wird bei der neuen Lösung reichlich aufgewogen durch die ausgezeichnete Spülpfung, die jederzeitige Betriebsbereitschaft der Klappe und die Wiederherstellung der Wirtschaftlichkeit niedriger langer Klappenwehre. Eine

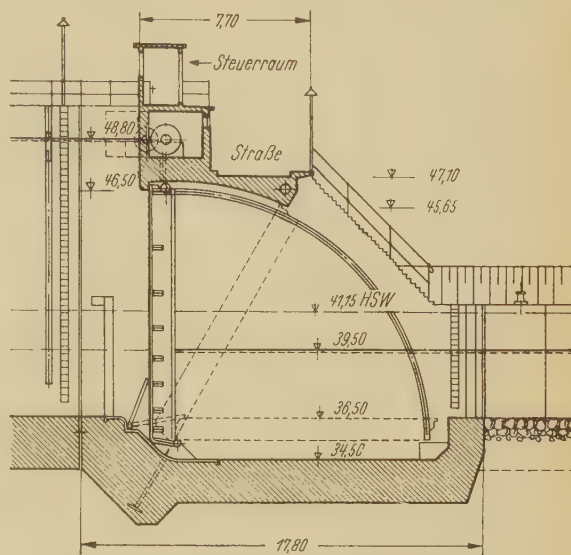


Abb. 5. Schleusen-Untertor als beiderseitig aufgehängte Klappe mit hinter die Stauwand verlegtem Drehgelenk, Spülschlitz und Schlepprechen.

abschliffssichere Ausbildung des Schlepprechens, der Anpreßdichtung und der Drehgelenke und Lager dürften bei dem derzeitigen Stande der Materialtechnik kein Problem sein.

Die vorgeschlagene Klappenkonstruktion eignet sich auch für Schleusentore, in welchem Falle die Klappen zweckmäßigerweise mit zweiseitiger Aufhängung auszubilden wären. Abb. 5 zeigt einen Entwurf für ein Untertor mit einem Entleerungspalt von 0,60 m Lichtweite.

Literatur.

1. Fischer: ZVDI 82 (1938) S. 1078.
2. Westhäuser: WuW 38 (1943) S. 249—252.
3. M A N: Druckschrift D 551 850, Klappenwehre.
4. J. M. Voith: Druckschrift Nr. 1133, Selbsttätige Voith-Klappenwehre, 1946.
5. Hentze: Wasserbau, Teil 2, Leipzig, 1950.
6. Kapper: Osterr. Bauztg. (1951) S. 110—113.

Koppelung der waagrechten Schwingungen von Rahmenfundamenten.

Von Dr.-Ing. Georg Schmidt, Berat. Ing., Sprockhövel.

Rahmenfundamente bestehen aus einer Sohlplatte und einer aufgehenden Rahmenkonstruktion, auf der die Maschine gelagert ist. Nach den Vorschriften für Dampfturbinenfundamente (DIN E 4024) muß die Sohlplatte derart bemessen sein, daß ihr Gewicht gleich demjenigen des Rahmenwerkes (Tisch und Stützen) und der Maschine ist.

Die waagrechten Schwingzahlen der Tischplatte wurden bisher nun fast immer unter der Annahme ermittelt, daß die Sohlplatte starr gelagert ist, sofern nicht zur Berücksichtigung der elastischen Lagerung die Kippschwingungen des ganzen Fundamentes als starren Körpers untersucht wurden. Eine Kopplung zwischen diesen beiden Schwingungsarten wurde aber bisher nicht in Betracht gezogen. Die Tendenz der Entwicklung nach den tiefabgestimmten Rahmenfundamenten hin, bei denen die waagrechte Eigenschwingzahl der Tischplatte gegenüber einer

starr gelagerten Sohlplatte sehr niedrig liegt, läßt es aber geraten erscheinen, den Einfluß dieser Kopplung auf die Verschiebung der waagrechten Schwingzahlen festzustellen. Die Ausführungen werden an einem Beispiel zeigen, daß die gekoppelte waagrechte Eigenschwingzahl leicht in die Nähe der Maschinendrehzahl rücken kann.

Bei den folgenden Ableitungen wird angenommen, die waagrechte Abfederung der Tischplatte sei derart gestaltet, daß die Tischplatte gegenüber der Sohlplatte in der Ebene quer zur Maschinenachse nur Schiebeschwingungen und keine Drehschwingungen um die lotrechte Schwerachse ausführt. Zum leichteren Verständnis der Untersuchung sollen vor Inangriffnahme der eigentlichen Aufgabe die Kippschwingungen eines homogene Quaders auf elastischer Unterlage kurz dargestellt werden, obwohl darüber Literatur bereits vorhanden ist¹.

¹ Rausch, Maschinenfundamente.

1. Kippschwingungen des homogenen Quaders.

Ein homogener Quader auf elastischer Unterlage kann als starrer Körper aufgefaßt werden, der wie in Abb. 1 federnd gelagert ist. Er besitzt — abgesehen von der Lotrechten — 2 Bewegungsfreiheiten entsprechend einer Verschiebung des elastischen Mittelpunktes 0 in Richtung 1—1 und einer Drehung um 0. Schematisiert bedeutet der Quader eine an 2 Federn wie in Abb. 2 befestigte Masse. Schließen die Federn einen Winkel von 90° ein, so stellen sie 2 Hauptachsen dar, in deren Richtung die Masse von-

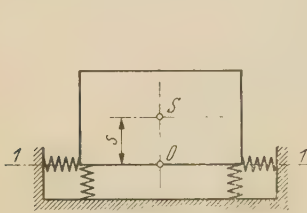


Abb. 1.

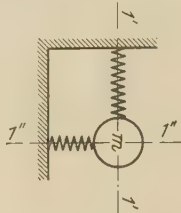


Abb. 2.

einander völlig unabhängige Schwingungen ausführen kann. Es gilt zunächst, diese Hauptachsen für den Quader, Abb. 1, zu finden.

Die Belastung, welche eine Verschiebung der Masse nur in einer Hauptachse erzeugt, ist noch unbekannt. Entsprechend den Bewegungsfreiheiten muß sie durch eine waagrechte Kraft H und ein Moment M am Schwerpunkt S angreifend dargestellt werden können. Zu einer willkürlichen Kraft $H = 1$ gehört ein noch unbekanntes Moment $M = p$ (Abb. 3).

Diese Belastung erzeugt eine Verschiebung des Schwerpunktes $\delta' = \delta_0 + s(s+p) \cdot \varphi_0$ und eine Verdrehung $\varphi = \frac{\delta'}{a}$, wobei δ_0 die waagrechte Verschiebung des Quaders infolge einer waagrechten Kraft $H \leq 1$ im elastischen Mittelpunkt 0 angreifend und φ_0 die Drehung infolge eines Momentes $M = 1$ ist. Ersetzt man H und M am

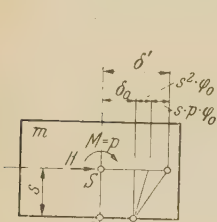


Abb. 3.

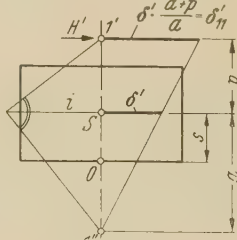


Abb. 4.

Schwerpunkt S durch eine Kraft $H' = 1$ im Punkt $1'$ (Abb. 4) mit dem Abstand p von S , so ist dessen Verschiebung

$$\delta'_{11} = \delta' \cdot \frac{a+p}{a} = \delta_0 + (s+p)^2 \cdot \varphi_0. \quad (1)$$

Da die Kraft H' nach unserer Definition die Verschiebung in einer Hauptachse erzeugt, die als Drehung des Punktes $1'$ um den Drehpol $1''$ gedeutet werden kann, muß die Belastung in Richtung der anderen Hauptachse eine Kraft $H'' = 1$ im Punkt $1''$ mit dem Drehpol $1'$ sein, denn sie ist die einzige Belastung, die im Punkt $1'$ keine Verschiebung erzeugt. H'' ist die Resultierende aus einer Kraft $H = 1$ und einem Moment $M = -a$.

Da hierfür die Verschiebung des Schwerpunktes S $\delta'' = \delta_0 + s(s-a) \cdot \varphi_0$ ist (Abb. 5), ergibt sich aus den geometrischen Beziehungen die Verschiebung des Punktes $1''$ zu

$$\delta''_{11} = \delta'' \cdot \frac{a+p}{p} = \delta_0 + (s-a)^2 \cdot \varphi_0. \quad (2)$$

Zerlegt man noch die Masse m in die beiden Hauptrich-

tungen, das heißt, be'legt man Punkt $1'$ mit $m' = m \frac{p}{a+p}$ und Punkt $1''$ mit $m'' = m \frac{a}{a+p}$, dann ergeben sich als unabhängige Schwingungszahlen je Minute

$$n'_1 = \sqrt{\frac{1}{m' \cdot \delta'_{11}}} \cdot \frac{30}{\pi} \quad \text{und} \quad n''_1 = \sqrt{\frac{1}{m'' \cdot \delta''_{11}}} \cdot \frac{30}{\pi}.$$

Es ist nun nur noch die Größe von a und p zu bestimmen. Sie ergibt sich aus der Bedingung, daß die Bewegungen in den Hauptrichtungen aufeinander normal stehen müssen. Diese lautet mit den Bezeichnungen $\Theta = m \cdot i^2 =$ Massenträgheitsmoment, $i =$ Trägheitsradius der Masse m des Quaders sowie φ' und $\varphi'' =$ Drehwinkel um die Pole $1'$ bzw. $1''$

$$p \cdot \varphi' \cdot a \cdot \varphi'' \cdot m - \varphi' \cdot \varphi'' \cdot \Theta = 0 \quad \text{oder} \quad a \cdot p = i^2. \quad (3)$$

Gl. (3) in (1) eingesetzt, ergibt

$$a = z + \sqrt{z^2 + i^2} \quad \text{und} \quad p = z - \sqrt{z^2 + i^2} \quad \text{mit} \quad z = \frac{\delta_0/\varphi_0 + s^2 - i^2}{2s},$$

wobei vom Schwerpunkt S aus p nach oben und a nach unten als positiv zu rechnen sind.

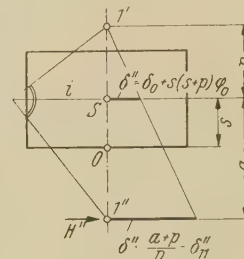


Abb. 5.

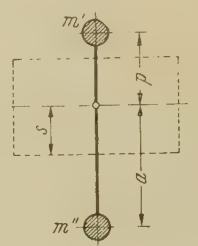


Abb. 6.

Das System der Abb. 1 ist damit umgewandelt in ein solches zweier punktförmiger Massen m' und m'' , die durch einen starren Stab miteinander verbunden sind (Abb. 6).

2. Gekoppelte Schwingungen des Rahmenfundamentes.

Die Tischplatte ist auf der Sohlplatte — in einer Querebene zur Maschinenachse betrachtet — gewöhnlich durch zwei zur Lotrechten Achse symmetrisch angeordnete Rahmenstiele abgestützt (Abb. 7). Sie besitzt daher gegenüber der Sohlplatte nur eine Bewegungsfreiheit, kann sich also nur parallel zu ihr verschieben. Schematisch dargestellt ergibt das ein System nach Abb. 8. Es ist daraus ersichtlich, daß die Masse m_1 in ihrer Hauptachse keine unabhängigen Schwingungen mehr ausführen kann, weil

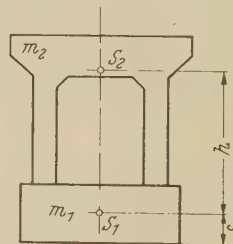


Abb. 7.

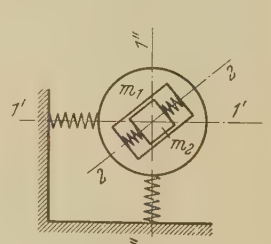


Abb. 8.

eine Massenkraft in Richtung der Achse 2—2 Komponenten sowohl auf Achse 1'—1' als auch auf Achse 1''—1'' besitzt. Die bei einer Schwingung in den drei Achsrichtungen auftretenden Auslenkungen (Amplituden) haben also ein festes Verhältnis zueinander. Es wird errechnet aus drei Gleichungen für die einzelnen Verschiebungen, in denen als Unbekannte die Kreisfrequenz ω enthalten ist. Infolgedessen ergeben sich sowohl für die Kreisfrequenz als auch für das Verhältnis der Verschiebungen zueinander drei verschiedene Werte als Lösung einer kubischen Gleichung für ω .

Die Ableitung der Gleichungen für die Verschiebungen könnte nun so angefaßt werden, daß die Masse der

Tischplatte m_2 an das Grundsystem Abb. 6 durch einen elastischen Stab angeschlossen wird, der so beschaffen ist, daß m_2 gegenüber m_1 nur eine Verschiebung, aber keine Drehung ausführen kann. Außerdem dürfte m_2 nicht als punktförmige Masse aufgefaßt werden. Es hat sich aber gezeigt, daß dieser Weg zu sehr komplizierten Ausdrücken der Koeffizienten für die elastischen Gleichungen führt. Vorteilhafterweise wird deshalb das ursprüngliche System betrachtet, wie es durch die Aufgabe gegeben ist: Die Sohlplatte als Quader mit der Masse m_1 auf der elastischen Unterlage und darauf aufgesetzt, die ebenfalls als Quader idealisierte Tischplatte mit der Masse m_2 auf masselosen, querverschieblich federnden Stützen.

Bei einer Schwingung treten an den Massen waagrechte Kräfte H_1 und H_2 sowie Momente M_1 und M_2 auf. Sie haben im Verlauf der Schwingung immer das gleiche Verhältnis zueinander. Die Verschiebungen für jede einzelne dieser Lasten und Momente in der Größe der Last-

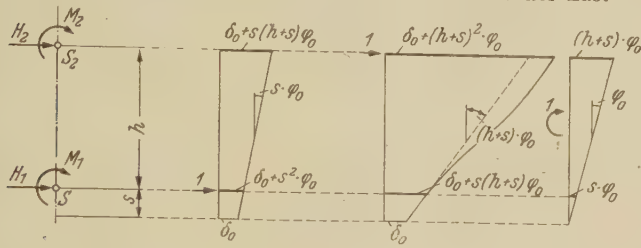


Abb. 9.

einheit (Abb. 9) sind folgende, wenn der erste Index den Punkt der Verschiebung, der zweite den der angreifenden Last angibt und δ_0 und φ_0 die gleiche Bedeutung haben wie vor:

$$\begin{aligned}\delta_{11} &= \delta_0 + s^2 \cdot \varphi_0, \\ \delta_{12} &= \delta_{21} = \delta_0 + s(h+s) \cdot \varphi_0, \\ \delta_{22} &= \delta_0 + (h+s)^2 \cdot \varphi_0 + \frac{1}{c}, \\ \delta_{1m} &= s \cdot \varphi_0; \delta_{2m} = (h+s) \cdot \varphi_0\end{aligned}$$

und die Drehungen (die nur mit dem Index des Ortes bezeichnet zu werden brauchen):

$$\varphi_1 = s \cdot \varphi_0, \varphi_2 = (h+s) \cdot \varphi_0 \text{ und } \varphi_m = \varphi_0.$$

c in dem Ausdruck für δ_{22} ist die Federkonstante für die Abstützung der Masse m_2 auf m_1 und bedeutet die Kraft, welche erforderlich ist, um m_2 gegenüber m_1 um die Längeneinheit zu verschieben. Die Werte mit dem Index m gelten sowohl für $M_1 = 1$ als auch für $M_2 = 1$.

Die wirklich auftretenden Verschiebungen und die Drehung ergeben sich aus den Gleichungen

$$\left. \begin{aligned}H_1 \cdot \delta_{11} + H_2 \cdot \delta_{12} + (M_1 + M_2) \cdot \delta_{1m} &= \delta_1 \\ H_1 \cdot \delta_{21} + H_2 \cdot \delta_{22} + (M_1 + M_2) \cdot \delta_{2m} &= \delta_2 \\ H_1 \cdot \varphi_1 + H_2 \cdot \varphi_2 + (M_1 + M_2) \cdot \varphi_m &= \varphi\end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Die H und M sind die Massenkräfte und Massenmomente. Ihre Größe ist

$$H_r = m_r \cdot \omega^2 \cdot \delta_r \text{ und } M_r = \Theta_r \cdot \omega^2 \cdot \varphi_r.$$

Nun werden alle Werte in das Gleichungssystem (4) eingesetzt. Die rechten Seiten der Gleichungen werden nach links gebracht, so daß rechts Null verbleibt. Werden außerdem die Gleichungen noch mit $1/\omega^2$ multipliziert, dann ergibt sich als Matrix der Koeffizienten der Gleichungen:

δ_1	δ_2	φ
$m_1 (\delta_0 + s^2 \cdot \varphi_0) - \frac{1}{\omega^2}$	$m_2 (\delta_0 + s(h+s) \cdot \varphi_0)$	$(m_1 i_1^2 + m_2 i_2^2) \cdot s \cdot \varphi_0$
$m_1 (\delta_0 + s(h+s) \cdot \varphi_0)$	$m_2 \left(\delta_0 + [h+s]^2 \cdot \varphi_0 + \frac{1}{c} \right) - \frac{1}{\omega^2}$	$(m_1 i_1^2 + m_2 i_2^2) [h+s] \cdot \varphi_0$
$m_1 \cdot s \cdot \varphi_0$	$m_2 \cdot [h+s] \cdot \varphi_0$	$(m_1 i_1^2 + m_2 i_2^2) \cdot \varphi_0$

Sollen sich für die Verformungen reelle Werte ergeben, obwohl die rechte Seite der Gleichungen Null lautet, dann muß die Determinante vorstehender Matrix zu Null werden. Dies geschieht nur für drei bestimmte Werte ω der Kreisfrequenz, welche die Lösung der Aufgabe darstellen und drei verschiedene waagrechte Eigenschwingungszahlen ergeben.

3. Beispiel.

Aus einem Fundament wird in Richtung der Maschinenlängsachse eine Scheibe von 1 m Stärke herausgeschnitten, so daß diese Dimension im Rechnungsgang entfällt. Die Sohlplatte habe eine Breite von 4,0 m und eine Höhe von 1,5 m. Für die Tischplatte seien zur Vereinfachung der Rechnung die gleichen Abmessungen angenommen, so daß also $m_1 = m_2$, $\Theta_1 = \Theta_2$ und $i_1 = i_2$ werden. Die übrigen Maße gehen aus Abb. 10 hervor.

Die kennzeichnenden Zahlen für den elastischen Baugrund bei dynamischer Beanspruchung seien: die Bettungsziffer C 15 kg/cm³ und die Schubziffer S = 8 kg/cm³.

Damit werden, wenn $F = 4 \cdot 1 = 4,0$ m² die Grundfläche der Sohlplatte und

$I = 1 \cdot \frac{4^3}{12} = 5,333$ m⁴ das Trägheitsmoment dieser Grundfläche bedeuten

$$\delta_0 = \frac{1}{S \cdot F} = \frac{1}{8000 \cdot 4} = 0,3125 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{C \cdot I} = \frac{1}{15000 \cdot 5,333} = 0,125 \cdot 10^{-4} \text{ 1/mt}$$

a) Verbindung zwischen den Massen m_1 und m_2 starr.

Der Fall wird zu Vergleichszwecken durchgerechnet. Nach den Formeln des Abschnittes 1. ergeben sich mit $m = m_1 + m_2$:

$$m = 2 \cdot 4 \cdot 1,5 \cdot \frac{2,4}{9,81} = 2,936 \text{ tsec}^2/\text{m (Betongewicht 2,4 t/m}^3\text{),}$$

das Massenträgheitsmoment

$$\Theta = \frac{3 \cdot 4^3 + 4(7^3 - 4^3)}{12} \cdot \frac{2,4}{9,81} = 26,666 \text{ mtsec}^2$$

$$\text{zugehöriger Radius } i^2 = \frac{26,666}{2,936} = 9,083 \text{ m}^2$$

$$z = \frac{0,3125}{0,125} + \frac{3,5^2 - 9,083}{2 \cdot 3,5} = 0,8096$$

$$p = 0,8096 - \sqrt{0,8096^2 + 9,083} = 2,311 \text{ m}$$

$$a = 0,8096 + \sqrt{0,8096^2 + 9,083} = 3,930 \text{ m}$$

$$a + p = 6,241 \text{ m}$$

$$\delta'_{11} = (0,3125 + (3,5 + 2,311)^2 \cdot 0,125) \cdot 10^{-4} = 4,533 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\delta''_{11} = (0,3125 + (3,5 - 3,930)^2 \cdot 0,125) \cdot 10^{-4} = 0,3356 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$m' = 2,936 \cdot \frac{3,930}{6,241} = 1,849 \text{ tsec}^2/\text{m}$$

$$m'' = 2,936 \cdot \frac{2,311}{6,241} = 1,087 \text{ tsec}^2/\text{m}$$

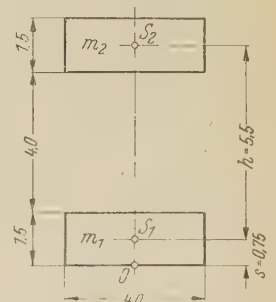


Abb. 10.

Daraus ergeben sich die Schwingungszahlen

$$n_1' = \sqrt{\frac{10^4}{1,849 \cdot 4,533}} \cdot \frac{30}{\pi} = 330/\text{min}$$
$$n_1'' = \sqrt{\frac{10^4}{1,087 \cdot 0,3356}} \cdot \frac{30}{\pi} = 1581/\text{min}.$$

Zu dem gleichen Ergebnis wäre man mit der Matrix des Abschnittes 2. für $1/c = 0$ gekommen, wobei man $n_1 = 330/\text{min}$, $n_2 = 1581/\text{min}$ und $n_3 = \infty$ gefunden hätte.

b) Elastische Verbindung zwischen den Massen m_1 und m_2 .

Es sei zunächst eine waagrechte Eigenschwingzahl der Tischplatte (m_2) gegenüber der starr gelagerten Sohlplatte (m_1) von $n_0 = 500/\text{min}$ angenommen. Das bedeutet bei einer Größe der Einzelmassen

$$m_1 = m_2 = \frac{4 \cdot 1,5 \cdot 2,4}{9,81} = 1,468 \text{ tsec}^2/\text{m}$$

eine Federzahl

$$c = \frac{500^2 \cdot \pi^2}{30^2} \cdot 1,468 = 0,40246 \cdot 10^4 \text{ t/m}$$

$$\text{und } \frac{1}{c} = \frac{1}{0,40246} \cdot 10^{-4} = 2,485 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

Es ist ferner

$$\Theta_1 = \Theta_2 = \frac{1,5 \cdot 4^3 + 4 \cdot 1,5^3}{12} \cdot \frac{2,4}{9,81} = 2,232 \text{ mtsec}^2$$

$$i_1^2 = i_2^2 = \frac{2,232}{1,468} = 1,5204 \text{ m}^2$$

$$m_1 i_1^2 + m_2 i_2^2 = 2 \cdot 1,468 \cdot 1,5204 = 4,465 \text{ mtsec}^2.$$

Damit werden die 104-fachen Koeffizienten der Matrix

$$\begin{aligned} 1,468 \cdot (0,3125 + 0,75^2 \cdot 0,125) &= 0,5620, \\ 1,468 \cdot (0,3125 + 0,75 \cdot 6,25 \cdot 0,125) &= 1,3189, \\ 4,465 \cdot 0,75 \cdot 0,125 &= 0,4186, \\ 1,468 \cdot (0,3125 + 6,25^2 \cdot 0,125 + 2,485) &= 11,2747, \\ 4,465 \cdot 6,25 \cdot 0,125 &= 3,4883, \\ 1,468 \cdot 0,75 \cdot 0,125 &= 0,1376, \\ 1,468 \cdot 6,25 \cdot 0,125 &= 1,1469, \\ 4,465 \cdot 0,125 &= 0,5581, \end{aligned}$$

und man erhält mit der Abkürzung $f = \frac{10^4}{\omega^2}$ die Matrix

$0,5620 - f$	1,3189	0,4186
1,3189	$11,2747 - f$	3,4883
0,1376	1,1469	$0,5581 - f$

Sie liefert die kubische Gleichung $f_3 - 12,3948 f_2 + 7,14463 f - 0,93395 = 0$ mit den Lösungen $f_1 = 11,7958$; $f_2 = 0,40205$ und $f_3 = 0,19693$. Danach ergeben sich die waagrechten Eigenschwingzahlen

$$n_1 = \sqrt{\frac{10^4}{11,7958}} \cdot \frac{30}{\pi} = 278/\text{min}$$
$$n_2 = \sqrt{\frac{10^4}{0,40205}} \cdot \frac{30}{\pi} = 1506/\text{min}$$
$$n_3 = \sqrt{\frac{10^4}{0,19693}} \cdot \frac{30}{\pi} = 2152/\text{min}.$$

Setzt man in die Matrix die Lösungen f ein, dann kann man aus den so erhaltenen Gleichungen die Verformungen errechnen, wobei allerdings eine Verformung angenommen werden muß, denn da die rechte Seite der Gleichungen und die Koeffizienten-Determinante Null sind, liefern sonst die Gleichungen die unbestimmten Werte Null durch Null.

Wird im vorliegenden Fall immer $\varphi = 1$ gesetzt, dann ergeben sich die übrigen Verformungen wie folgt:

$$\text{für } n_1; \varphi = 1; \delta_1 = 1,1711; \delta_2 = 9,6575$$

$$\text{für } n_2; \varphi = 1; \delta_1 = -145,142; \delta_2 = 17,2848$$

$$\text{für } n_3; \varphi = 1; \delta_1 = -0,0159; \delta_2 = -0,313$$

In Abb. 11 sind die Verformungen aufgetragen. Den Schwingzahlen n_1 und n_2 des Systems mit der gegenüber m_1 federnden Masse m_2 . Sie haben sich verhältnismäßig wenig geändert. Die Verschiebung der Drehpole ist aus Abb. 11 ersichtlich. n_3 ist nichts anderes als die Schwingzahl n_0 der Tischplatte gegenüber der starr gelagerten

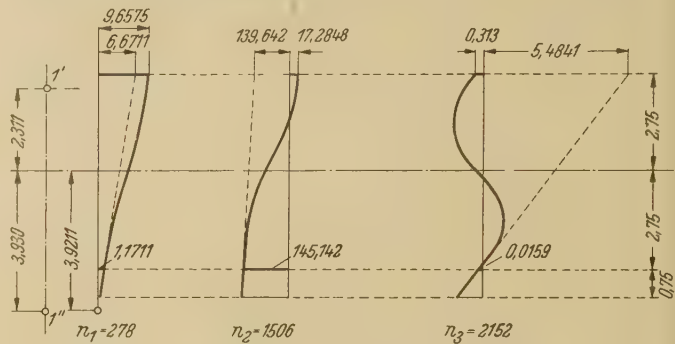


Abb. 11. Schwingungsformen

Sohlplatte. Sie hat eine sehr starke Änderung erfahren und ist durch die Kopplung auf den vierfachen Wert getrieben worden.

Das gleiche Beispiel wurde nun noch für die Eigenschwingzahl des Tisches $n_0 = 200/\text{min}$, das heißt für

$$c = \frac{2000^2 \cdot \pi^2}{30^2} \cdot 1,468 = 6,439 \cdot 10^4 \text{ t/m oder}$$

$$\frac{1}{c} = \frac{1}{6,439} = 0,1553 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

durchgerechnet, wobei sich in der Matrix nur das den Wert $1/c$ enthaltende Glied ändert. Es ergaben sich die Schwingzahlen: $n_1 = 326/\text{min}$, $n_2 = 1577/\text{min}$ und $n_3 = 7020/\text{min}$.

Zusammenfassung.

In der folgenden Tabelle sind die Ergebnisse nochmals zusammengestellt.

n_1	n_2	n_3	n_0	
330	1581	∞	∞	m_2 gegen m_1 starr
326	1577	7020	2000	m_2 gegen m_1 federnd
278	1506	2152	500	

Die Kippschwingungen n_1 und n_2 ändern sich infolge der Federung der Masse m_2 der Tischplatte gegenüber der Masse m_1 der Sohlplatte nur sehr wenig. Dagegen wird die Schwingzahl n_0 der Tischplatte gegenüber einer starr gelagerten Sohlplatte durch die Kopplung nach der Schwingzahl n_3 derartig stark verschoben, daß sie namentlich bei sehr tief abgestimmten Fundamenten fast nur noch theoretischen Wert besitzt.

Kurze Technische Berichte.

Amerikanische Methoden zur Setzungsbeobachtung in Erddämmen.

Theoretische Studien und Laboratoriumsversuche haben in hohem Maße zum Fortschritt in der Technik des Baues von Erddämmen beigetragen, aber nur Beobachtungen im Innern der Dämme gestatten es, die Annahmen der Theorie mit der Wirklichkeit in Übereinstimmung zu

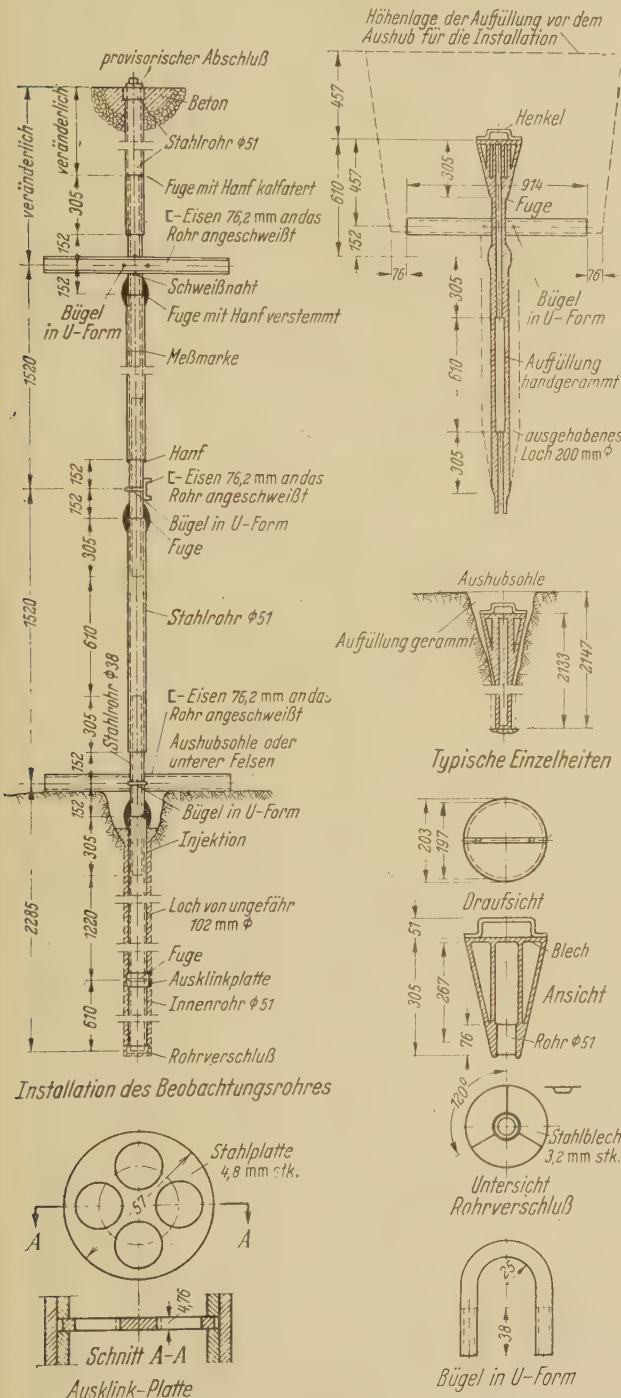


Abb. 1. Beobachtungsrohr zur Messung der Setzung im Innern von Erddämmen.

bringen. Seit 1938 baut deshalb das Bureau of Reclamation der Vereinigten Staaten von Amerika Apparate zur Messung der Setzungen in die Dämme ein. Die wichtigsten Beobachtungen, die mit diesen Apparaten gemacht werden können, sind die Verdichtung der Erdmassen im Damminnern und die Setzungen des Untergrundes.

Während man früher bei großen Erddämmen eine ganze Menge von Beobachtungspunkten auf der Damm-
außenfläche anordnete, kann man in Amerika seit 1938 auch das Innere der Erddämme an jedem beliebigen Punkt beobachten. Dabei besteht das Beobachtungssystem aus einer Reihe vertikaler Röhre von 38 bzw. 51 mm ϕ . Das Rohr von 38 mm kann sich dabei frei nach der Form eines Teleskop-
rohres in dem etwas größeren zweiten Rohr bewegen. An den Röhren von 38 mm ist durch Bügel ein L-Stahl von 7,6 cm Höhe und 91,4 cm Länge angeschraubt und angeschweißt, unter dem an jeder Seite zur Messung Stahlbleche befestigt sind. Der Punkt der Befestigung des L-Stahls befindet sich dabei in der Mitte des Rohres von 38 mm ϕ (Abb. 1). Man hat so in einem Damm eine ganze Menge Meßstellen im Abstand von 1,52 m über-

Abb. 2. Nicht bewährte Ausbildung eines Grundpegels.

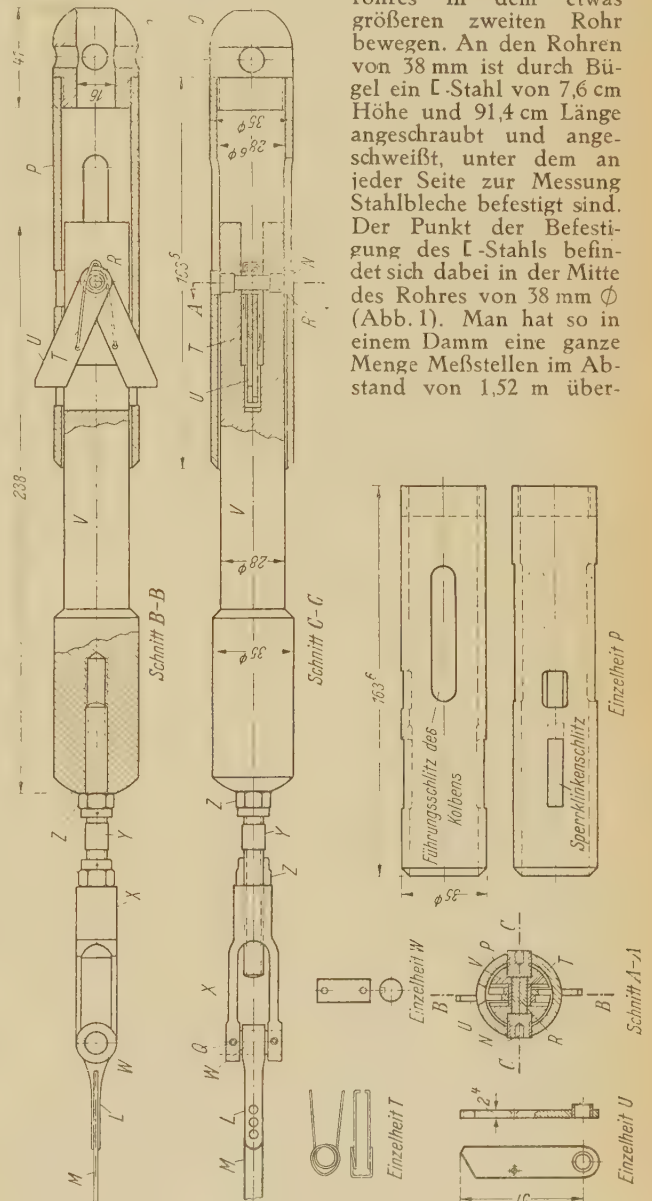


Abb. 3. Apparat „Torpedo“ zur Messung der Setzung im Rohr.

- | | |
|---|----------------------|
| Z — Schrauben | Stahl |
| Y — Zwischenstück | " |
| X — Schappe | " |
| W — Achse der Schappe | " |
| V — Verschiebbarer Kolben | Messing |
| U — Sperrklinken | nichtrostender Stahl |
| T — Sperrklinkenfeder | " |
| R — Achse der Sperrklinken | " |
| Q — Senkschrauben der Schappe | " |
| P — Zylinder | Stahl |
| O — Zylinderkopf | Messing |
| N — Senkschrauben der Sperrklinken | Stahl |
| M — Stahlband | " |
| L — Augen zur Befestigung des Stahlbandes | " |

einander. Die Fugen werden mit einem Hanfstrick verstemmt. Diese werden nachher von einem Tuch überdeckt und dieses wiederum ist an dem Rohr durch ausgeglühten Eisendraht festgehalten.

Befindet sich also zwischen 2 Meßpunkten eine weichere Erdschicht als anderswo, so nähern sich diese mehr als die anderen Punkte zueinander oder umgekehrt befindet sich zwischen 2 Meßpunkten eine härtere Erdschicht, so wird die Entfernung dieser Punkte größer sein als die Entfernung zwischen anderen Punkten. Die aus einer ganzen Reihe immer größer werdenden Rohre bestehenden Grundpegel, die z. B. auch beim Bever-Damm im Rheinland eingebaut wurden (Abb. 2), haben sich nicht gut bewährt, denn nach Press¹ haben sich dabei mitunter die Rohre durch Verkantungen berührt und sind aneinander geschleift, so daß sich keine einwandfreien Meßergebnisse erzielen ließen.

Die Höhenlage, die das untere Ende des Rohres von 38 mm ϕ einnimmt, wird durch einen Torpedo genannter Apparat gemessen. Der Torpedo ist ein kupferner Zylinder, der in Abb. 3 dargestellt ist. Er wird in das Rohr hinabgelassen. Wenn man ihn dann wieder heraufziehen will, so löst man durch den Zug zwei Sperrklinken aus, die ein Überschreiten der unteren Grenze des engeren Rohres verhindern. Dadurch kann man die Höhenlage des unteren Endes des Rohres von 38 mm ϕ genau feststellen. Nach der Messung läßt man den Torpedo bis auf die Ausklinkplatte hinabfallen. Der Schlag auf diese Metallplatte bringt die Sperrklinke wieder in ihre Aus-

inneren Kräfte. Dabei zeigt sich, daß praktisch unvermeidliche Abweichungen des Bauwerks von der angenommenen mathematischen Form und von den angenommenen Rand- und Übergangsbedingungen vielfach zu wesentlichen Unterschieden zwischen den unter idealisierten Annahmen errechneten und den im Bauwerk vorhandenen inneren Kräften führen. Schon ganz geringfügige Abweichungen von einer angenommenen starren Einspannung können erhebliche Unterschiede in den Spannungen ergeben, wie die Messungen an fertigen Bauwerken erwiesen haben. So wurden in einem symmetrischen dreigeschossigen Stockwerkrahmen mit 3 unten

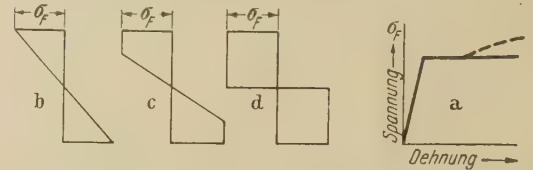


Abb. 1. Idealisierte Spannungsdehnungslinie (a) und Biegespannungen bei elastischer (b), teilweise unelastischer (c) und voll plastischer (d) Querschnittsbeanspruchung.

eingespannten Pfosten (Gesamthöhe 7,32 m, Gesamtbreite 9,75 m) in den Biegespannungen des Mittelpfostens Unterschiede bis zu 138 % festgestellt, je nachdem ob ein linker oder ein symmetrisch dazu liegender rechter Riegel belastet war. Die Unterschiede, die auf Unvollkommenheiten in den Einspannungen und Riegelanschlüssen zu-

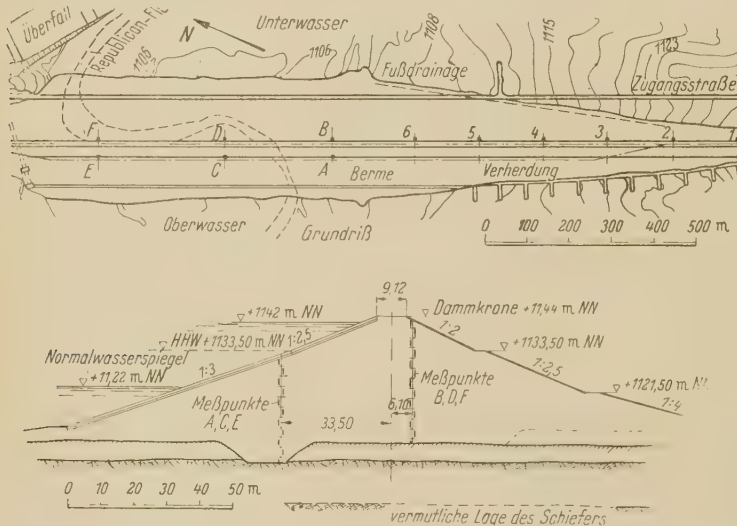


Abb. 4.

Einrichtungen zum Messen der Setzungen im Erdamm von Bonny, Col.

gangsstellung zurück und man kann dann an einer anderen Stelle messen.

Die Abb. 4 zeigt die Meßeinrichtung am jetzt im Bau befindlichen Bonny-Damm (etwa 42 m größte Höhe) am Republican-Fluß im Staate Colorado. [Nach Technique des Travaux 28 (1952) S. 119.] Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

Abweichungen der Bauausführung stählerner Tragwerke von den Rechnungsannahmen unter besonderer Berücksichtigung des Traglastverfahrens.

(Englische Versuche und Rechnungsergebnisse.)

Nach der allgemein üblichen und in den meisten Vorschriften verankerten Bemessungsmethode von Stahltragwerken wird der Sicherheitsgrad durch Vergleich der maximalen Spannungen infolge der Gebrauchslast mit der Fließgrenze bestimmt. Dem tatsächlichen Sicherheitsgrad kommt das Traglastverfahren näher, nach welchem die Gebrauchslast mit der wirklichen Traglast des Bauwerks verglichen wird, wobei auch die Tragreserven berücksichtigt werden, die infolge unelastischer Verformungen zur Wirkung kommen.

Für die erstgenannte Methode liefert allein die Elastizitätslehre die Grundlagen zur Berechnung der

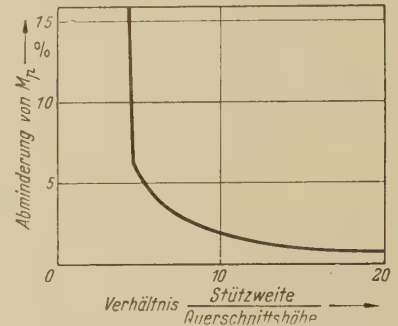


Abb. 2. Abminderung des vollplastischen Momentes M_p eines Rechteckquerschnittes infolge Scherbeanspruchung (Einzellast in Trägermitte).

rückzuführen waren, gingen zurück, nachdem der Rahmen auseinander genommen, die Löcher neu aufgerieben und das Tragwerk mit neuen Bolzen in sorgfältigster Weise wieder zusammengebaut und verankert war. Immerhin wurden

auch dann noch Unterschiede in den Biegespannungen bis zu 25 % festgestellt.

Während also unvollkommene Einspannungen und Stabverbindungen das Spannungsbild wesentlich verändern und daher auch ein falsches Bild über den Sicherheitsgrad gegen Erreichen der Fließgrenze liefern, zeigt die Anwendung des Traglastverfahrens, daß derartige Unvollkommenheiten auf die Größe der Traglast ohne merklichen Einfluß sind, wie durch die nachfolgend beschriebenen Versuchsergebnisse bestätigt wird. Die Grundlagen des Traglastverfahrens werden als bekannt vorausgesetzt. Englische Untersuchungen hierüber sind in früheren Arbeiten des gleichen Verfassers veröffentlicht und in einem kurzen technischen Bericht¹ zusammengefaßt. Die der Rechnung zugrunde liegende idealisierte Spannungsdehnungslinie (Abb. 1) besteht aus dem elastischen Teil OB und dem der Fließspannung σ_F entsprechenden in B anschließenden horizontalen Bereich. Die in C beginnende Verfestigung, die eine Erhöhung der Sicherheit bedeutet, wird außer acht gelassen. Nachdem in einem Tragwerk mit wachsender Belastung ein Querschnitt voll plastiziert ist, bildet sich dort ein plastisches Gelenk, in welchem mit weiter wachsender Belastung ein konstantes Moment M_p (bei einem Rechteckquerschnitt $b \cdot h$ ist $M_p = \frac{1}{4} b \cdot h^2 \cdot \sigma_F$) übertragen wird. Die Tragkraft eines Bauwerks ist dann erschöpft, wenn so viele plastische Ge-

¹ Bautechnik 29 (1952) S. 56

¹ Bauingenieur 25 (1950) S. 22–25.

lenke entstanden sind, wie im Sinne der Kinematik zur Bildung einer zwangsläufigen kinematischen Kette erforderlich sind. Der Einfluß der Schubspannungen auf die Größe von M_p ist im allgemeinen vernachlässigbar; nur bei sehr kurzen Trägern ist eine nennenswerte Abminderung von M_p durch die Scherkraft festzustellen (Abb. 2).

Um den Einfluß geringfügiger Abweichungen in den Einspannungen beiderseits eingespannter Träger auf die Tragkraft zu ermitteln, wurden 3 Träger mit einer Einzellast in Trägermitte untersucht. Der Träger E1 war so fest eingespannt, wie es sich praktisch überhaupt verwirklichen ließ. Das Verhältnis 0,912 des Einspannmomentes zum Mittelmoment im elastischen Bereich läßt erkennen, daß die starre Einspannung, bei der das Verhältnis hätte 1,0 sein müssen, auch im Versuchsmodell nicht vollkommen erreicht werden konnte. Bei den folgenden Trägern E2 und E3 waren die Einspannungsgrade geringer; sie betrugen 0,746 bzw. 0,490. Die letzte Spalte zeigt, daß die wirklichen Traglasten, d. h. nach Ausbildung plastischer Gelenke in Trägermitte und an den Trägerenden, für alle 3 Träger fast gleich groß waren. Die geringen Unterschiede beruhten auf Ungenauigkeiten in der Querschnittserstellung.

Traglasten beiderseits eingespannter Träger mit einer Einzellast in Trägermitte.

Nr.	Träger-		Verhältnis des Einspannmomentes z. Mittelmoment im elastischen Bereich	Traglast kg
	höhe mm	breite mm		
E 1	6,45	6,43	0,912	117,0
E 2	6,33	6,48	0,746	119,3
E 3	6,35	6,50	0,490	122,0

Ein weiterer Versuch behandelte das Tragverhalten eines über 2 Öffnungen durchlaufenden Trägers mit und ohne Senkung der Mittelstütze (Abb. 3). Im ersten Ver-

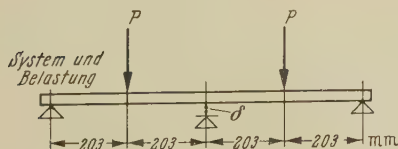
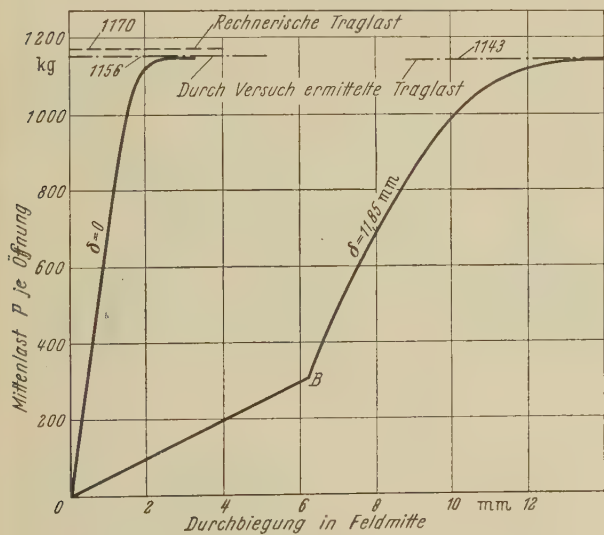


Abb. 3. Traglast eines Durchlaufträgers.

such lagen die Auflagerpunkte auf gleicher Höhe. Die Belastungen — Einzellasten in den Mitten der beiden Öffnungen — wurden bis zur Traglast gesteigert. Die Abhängigkeit der Durchbiegung von der Belastung ist in Abb. 3 ($\delta = 0$) dargestellt. Während die rechnermäßige Traglast 1170 kg beträgt, lag die im Versuch ermittelte mit 1156 kg nur geringfügig darunter. Bei einem zweiten Träger mit denselben Querschnittsabmessungen wurde zwischen Träger und Mittelstütze ein Spielraum von $\delta = 11,85$ mm gelassen, so daß der Träger zunächst als

Balken auf 2 Stützen wirkte. Der Spielraum war so gewählt, daß im mittleren Balkenbereich, d. h. zwischen den angreifenden Lasten, die Fließgrenze in den Randfasern erreicht war, ehe der Balken die Mittelstützung berührte. Diese Berührung erfolgte im Punkt B der Last-Durchbiegungskurve ($\delta = 11,85$ mm). Die Grenze des Tragvermögens, die bei 1143 kg lag, stimmte ziemlich genau mit der bei starrer Lagerung überein, so daß die Absenkung der Mittelstütze ohne Einfluß auf die Größe der Traglast war.

Die Ergebnisse eines Modellversuches an einem Rechteckrahmen mit eingespannten Pfosten sind in Abb. 4

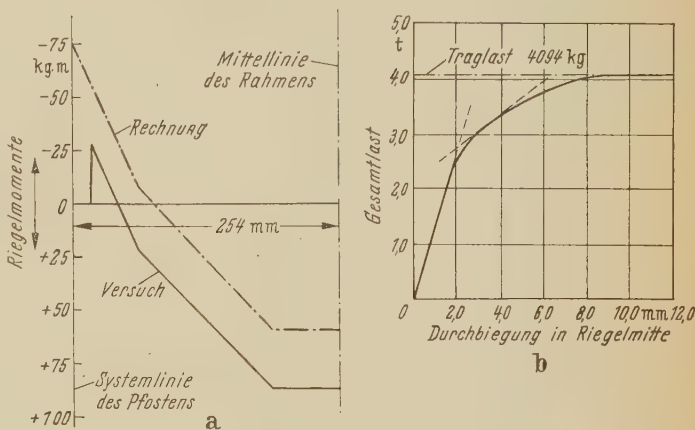


Abb. 4. Rechteckrahmen

a) Riegelmomente im elastischen Bereich, b) Last-Durchbiegungskurve.

dargestellt. Der Momentenverlauf im Riegel infolge Belastung durch 4 gleich große Einzellasten zeigt im elastischen Bereich einen von der Berechnung abweichenden Verlauf, der auf Unvollkommenheiten der Pfosteneinspannungen und der Eckverbindungen zwischen Riegel und Pfosten zurückzuführen war. Während nach der Rechnung das Größtmoment in der Ecke vorhanden ist, zeigt der Versuch das Größtmoment in Riegelmitte. Der Beginn der Plastizierung wurde dementsprechend auch in

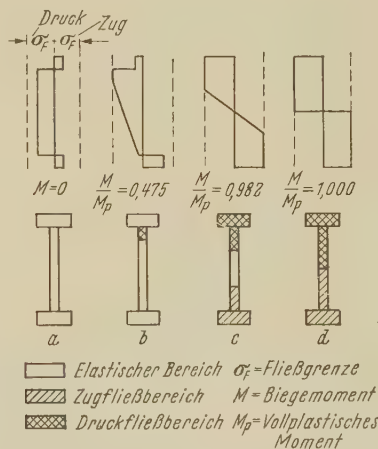


Abb. 5. I-Querschnitt mit anfänglicher Vorspannung.

Riegelmitte beobachtet. Die Last-Durchbiegungskurve läßt den Verlauf der Plastizierung mit fortschreitender Belastung deutlich erkennen:

Riegelbelastung:

- 0—2185 kg: elastische Verformung,
- 2185—2946 kg: Plastizierung im mittleren Riegelbereich,
- 2946—3404 kg: Wirksamkeit des plastischen Gelenkes in Riegelmitte (Kurve etwa geradlinig),
- 3404—4094 kg: Plastizierung in den Riegelecken,
- bei 4094 kg: Grenze der Tragkraft nach Vollendung der plastischen Gelenke in den Riegelecken.

Die rechnerische Traglast wurde zu 4257 kg ermittelt.

Eigenspannungen in geschweißten Konstruktionen sind im allgemeinen ebenfalls ohne Einfluß auf die Größe der Traglast. Diese Eigenspannungen bilden einen Selbstspannungszustand, der mit wachsender Belastung die Ausbildung plastischer Zonen in gewissen Querschnittsbereichen beschleunigt, in anderen Bereichen dagegen verzögert. Wird der I-Querschnitt der Abb. 5 durch einen Eigenspannungszustand, und zwar im Steg durch eine Druckspannung $0,6 \cdot \sigma_F$ und in den Flanschen durch eine Zugspannung $0,3 \cdot \sigma_F$ belastet, so beginnt mit wachsender Biegebeanspruchung bei $M/M_p = 0,475$ zunächst der Steg im oberen Teil, bei $M/M_p = 0,652$ der untere Zugflansch zu fließen. Bei weiterem Anwachsen des Momentes bleibt der plastische Druckbereich im Steg etwa konstant, während sich eine plastische Zugzone entwickelt und bei $M/M_p = 0,982$ auch der obere Flansch zu fließen beginnt. In diesem Zustand ist der Spannungsverlauf schon fast symmetrisch zur Systemachse, so daß bei weiterer Belastung bis $M/M_p = 1,0$ die Spannungsverteilung etwa die gleiche ist wie für einen Querschnitt ohne anfängliche Vorspannung.

(Nach Baker in Engineering 173 [1952], S. 57—59 und S. 92—93.)

R. Barbré, Dortmund.

Im Bau befindliche Wasserkraftanlagen über 100 000 PS in Kanada.

Lfd. Nr.	Provinz	Fluß	Name der Anlage	Gesamtausbau (PS)	Geplanter Zeitpunkt der Fertigstellung	Bauherr
1	Ontario	Niagara	Adam Beck Niagara-Kraftwerk Nr. 2	700 000	1955	Hydro El. Power Co. of Ontario
2	Quebec	St. Lorenz	Beauharnois	666 000	1953	Quebec Hydro-El. Co.
3	Ontario	— —	Des Joachims	496 000	1951	Hydro El. Power Co. of Ontario
4	Britisch Columbien	Kemano	Nechako-Kitimat	420 000	1954	Aluminium Co.
5	Quebec	St. Maurice	La Trenché	390 000 (325 000)	— (1951)	Shawinigan Co.
6	Quebec	Manicouagan	Manicouagan	300 000 (100 000)	— (1953)	Manicouagan Power Co.
7	Quebec	Peribonka	Chute-du-Diable	275 000	1952	Aluminium Co.
8	Quebec	Peribonka	Chute-la-Savanne	275 000 (55 000)	— (1952)	Aluminium Co.
9	Ontario	Ottawa	La Cave	272 000	1952	Hydro El. Power Co. of Ontario
10	Manitoba	Winnipeg	Seven Sisters	225 000	1952	Winnipeg El. Co.
11	Britisch Columbien	Pend d'Oreille	Waneta	205 000	1954	Mining & Smelting Co.
12	Britisch Columbien	Campbell	John Hart	168 000	1953	Britisch Columbia Power Co.
13	Ontario	—	Chenau	168 000	1951	Hydro El. Power Co. of Ontario
14	Manitoba	Winnipeg	Pine Falls	114 000	1952	Manitoba Hydro El. Board
15	Alberta	Bow	Spray Lakes	100 600	1951	Calgary Power Lt.

Ausbau von Wasserkraftanlagen in Kanada.

In einem Überblick über die Entwicklung des Wasserkraftausbaues in Kanada wird mitgeteilt, daß im Jahre 1951 insgesamt 881 000 PS neu installiert worden sind. Dadurch ist die gesamte Kapazität aller Wasserturbinen in Kanada von beispielsweise im Jahre 1930 nur 6 Mio. PS auf 13 Mio. PS gestiegen. Das entspricht ungefähr 24 % des jetzt bekannten Vorrates an Wasserkraften in Kanada.



Abb. 1. Des Joachims-Kraftanlage. Blick in das Krafthausinnere mit den 8 Turbinen von je 62 000 PS.

Weit mehr als die Hälfte der installierten Leistung, nämlich 462 000 PS kommen dabei auf die Provinz Quebec. Auf die anderen Provinzen entfallen weit weniger: auf Ontario 187 000 PS, auf Alberta 100 000 PS, auf Britisch Columbien 76 000 PS, auf Manitoba 38 000 PS und auf Neufundland ungefähr 18 000 PS. Die Anlagen mit einer installierten Leistung von 100 000 PS oder mehr, die im Jahre 1951 im Bau waren, sind in der unten

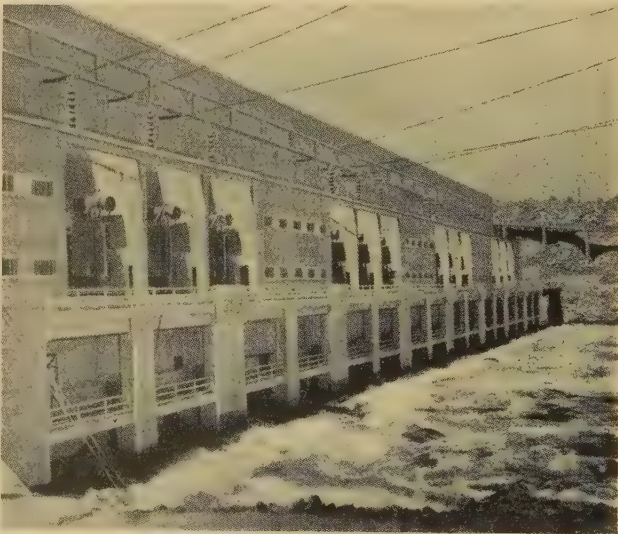


Abb. 2. Des Joachims-Kraftanlage. Unterwasserseitige Ansicht.

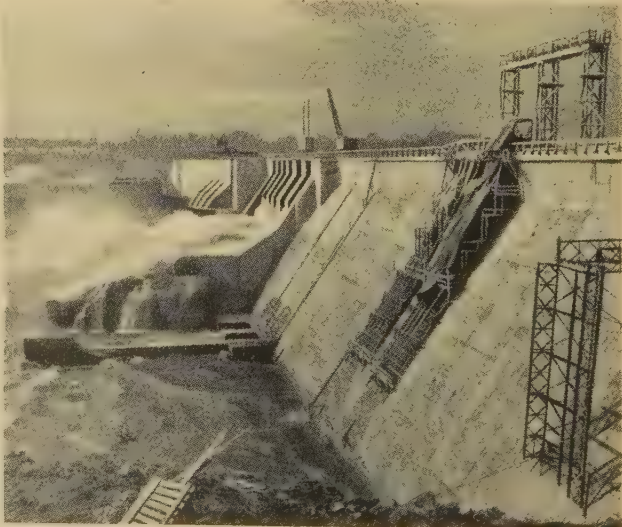


Abb. 3. Pine Falls-Kraftanlage. Ansicht der Staumauer von Unterwasser.

stehenden Tabelle mit der endgültigen Ausbauzahl und dem in Aussicht genommenen Jahr der Fertigstellung des Endausbaues angegeben.

Zu einigen der Anlagen sei kurz folgendes bemerkt: Über den Bau der Niagara-Kraftanlage siehe Bauingenieur 27 (1952) S. 308.

Das Kraftwerk Beauharnois wurde 1951 durch 4 Turbinen von zusammen 223 000 PS erweitert. Es wird im Jahre 1953 12 Turbinen mit insgesamt 666 000 PS unter einer Fallhöhe von 24,50 m besitzen.

Das Kraftwerk Des Joachims wurde im wesentlichen 1951 fertiggestellt. Eingebaut wurden 8 Turbinen. Abb. 1 zeigt eine Ansicht vom Inneren des Kraftwerkes, aus der die saubere und gefällige Wirkung des Raumes hervorgeht. Abb. 2 stellt die unterwasserseitige Ansicht dieser Anlage dar.

1951 begann die Aluminium Co. mit dem Bau ihrer Großkraftanlage Nechako-Kitimat am Keman-Fluß in British Columbia. Der erste Ausbau mit 420 000 PS soll 1954 fertiggestellt sein. Der große Stollen und die Stromfernleitung werden allerdings schon für den endgültigen Ausbau von 1 000 000 PS erbaut.

Abb. 3 zeigt die Pine Falls-Anlage am unteren Winnipeg-Fluß mit ihrer Staumauer von Unterwasser. [Nach Water Power 4 (1952) S. 84.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Kalifornische Autobahnen.

Die Bevölkerung des Staates Kalifornien hat von 6,9 Mio. Einwohnern im Jahre 1940 um 53,3 % auf 10,6 Mio. Einwohnern im Jahre 1950 zugenommen. Man rechnet für eine nahe Zukunft mit 20 Mio. Entsprechend ist der Bestand an registrierten Kraftfahrzeugen von weniger als 3 Mio. auf mehr als 4,5 Mio. gewachsen. Darüber hinaus benutzen schätzungsweise 1 Mio. in anderen Staaten heimatische Kraftwagen das kalifornische Straßensystem. Eine besonders starke Verkehrszunahme ist in Los Angeles und San Francisco zu verzeichnen.

Im Vergleich zu den europäischen Ländern stehen in den Vereinigten Staaten große Summen für die Verbesse-

„highways“ dadurch, daß die Anlieger nicht unmittelbar auf die Straße auffahren dürfen. „Freeways“ entsprechen also unseren Autobahnen, die ja auch besondere Anschlußstellen an das Landstraßennetz besitzen und anbaufrei sind. Die Streckenlänge der Autobahnen ist im Vergleich zur Länge der „highways“ gering. Sie werden vor allem in städtischen Gebieten angelegt, um den starken Verkehr aufzunehmen. Der Querschnitt einer derartigen Autobahn umfaßt 4, 6 oder 8 Fahrbahnen von je 3,66 m Breite. Wie bei den deutschen Autobahnen ist nach den Fahrrichtungen unterteilt.

Für das Gebiet von Los Angeles ist ein Plan für ein Netz von highways und Autobahnen aufgestellt worden. Diese Autobahnen stellen einen Teil des staatlichen Straßennetzes dar. Sie dienen dem zwischengebielichen Durchgangsverkehr und dem örtlichen Verkehr. Abb. 1 zeigt die Hauptverkehrsstraßen im Gebiet von Los Angeles. Drei Autobahnen verlaufen von N nach S, drei andere von O nach W.

Die Hollywoodstrecke und der Santa-Ana-Zweig, die Harbor Autobahn und die nach Arroyo Seco, diese vier Straßen werden in einem großen Bauwerk miteinander verknüpft. Die Straßen liegen hier in vier Ebenen übereinander.

Im Haushaltsjahr 1951/52 sind insgesamt 160 Mio. Dollar bereitgestellt. Die Gesamtkosten für den Ausbau des auf Abb. 1 dargestellten Straßennetzes sind mit 1 Milliarde Dollar veranschlagt.

Bei der Hollywood-Autobahn sind für jede Richtung drei oder vier Fahrbahnen vorgesehen. Eine Fahrbahn ist 3,66 m breit. Als Straßendecke wird ein 20 cm dicker Zementbeton auf zementbehandelten Untergrund ver-

legt. Um den Verkehr möglichst flüssig zu gestalten, sind an den Anschlußstellen besondere Fahrbahnen für das Ein- und Ausfädeln und außerdem besondere Standspuren vorgesehen.

Da im Bereich der Kreuzung Grund und Boden sehr teuer sind, ergab sich das Kreuzungsbauwerk mit den vier Ebenen als wirtschaftlichste Lösung. Zwei Ebenen dieses Bauwerks sind bereits in Betrieb. 15 km der Arroyo-Soca-Autobahn zwischen Los Angeles und Pasadena sind fertiggestellt. Der Bau schreitet fort in



Abb. 2. Lageplan der Kreuzung in 4 Ebenen.

Richtung auf Hollywood, Harbor, Santa Ana und Ramona.

Im Vergleich zu diesem Kreuzungsbauwerk hat die sonst viel angewendete Kleeblattlösung gewisse Mängel. Beim Linkseckverkehr muß man im Kleeblatt eine Wendung um 270° nach rechts machen. Das vermag den Fahrer zu irritieren. Bei der hier angewendeten Lösung erfolgen alle Wendungen nach derjenigen Richtung, die der Fahrer einschlägt. Neben dem Hauptbauwerk werden in der näheren Umgebung noch 12 weitere Brücken erforderlich, um sämtliche Kreuzungen planfrei zu bekommen. Die Baukosten betragen rund 5 Mio. Dollar. Außerdem müssen noch 2 Mio. Dollar für die Beseitigung von 212 Wohnhäusern in diesem Gebiet gezahlt werden.

Die Hauptlinien kreuzen sich auf der zweiten und auf der vierten Ebene des Bauwerks. Die unterste Ebene enthält die beiden 7,90 m breiten Einbahnstraßen, welche die Harbor-Arroyo-Autobahn mit der Hollywood-Santa-Ana-Autobahn verbinden. Das Bauwerk ist 21,00 m hoch, gemessen zwischen der untersten und obersten Fahrbahn. Davon ragen 14,6 m über das Gelände. Bei dieser Anordnung war noch ein Anschluß an das Kanalisationsnetz möglich. Die zweite Ebene besteht aus einem durchgehenden Träger über 10 Feldern. Die Platte ist 60 cm dick und aus Stahlbeton. Die dritte



Abb. 1. Netz der „Freeways“ im Gebiete von Los Angeles, Kalifornien.

zung des Straßennetzes zur Verfügung. Sie kommen aus der Benzinststeuer, aus staatlichen Zuweisungen und aus anderen Quellen ein. Trotzdem genügen diese Mittel nicht zur Befriedigung aller Bedürfnisse.

Zur Beseitigung der größten Mängel im staatlichen Straßennetz hat die Staatliche Straßenverwaltung einen langjährigen Verbesserungsplan aufgestellt. Insgesamt sind dafür 3 Milliarden Dollar erforderlich. Nach diesem Plane wurden im Jahre 1947 viele Straßenstrecken verbessert. Außerdem begann man mit dem Bau von „freeways“, „expressways“ (im folgenden Autobahn genannt) und „parkways“. Autobahnen unterscheiden sich von den

Ebene ist als kontinuierlicher Kastenträger mit Höhen zwischen 1,83 m und 1,07 m ausgebildet. Die obersten Fahrbahnen ruhen auf zwei Kastenträgerbrücken. Statistisch gesehen sind sie durchgehende Träger über 12 Öffnungen. Die Spannweite beträgt 16 m. Der Träger ist 1,52 m hoch. Im Bauwerk sind Dehnungsfugen angeordnet. Diese sind in den Fahrbahnoberflächen durch Schleppbleche abgedeckt.

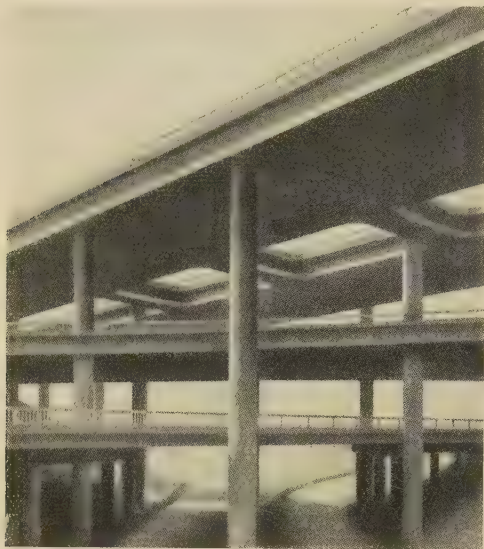


Abb. 3. Ansicht des Kreuzungsbauwerks.

Die Anschlußrampen können mit Geschwindigkeiten bis zu 56,5 km/h befahren werden. Der kleinste Krümmungshalbmesser beträgt rund 90 m. Die Steigungsverhältnisse im Bauwerk sind sehr günstig. Die größte Neigung beträgt auf eine kurze Strecke 4,5 %.

80 000 m³ Erdmassen wurden an Ort und Stelle bewegt. Weitere 61 000 m³ mußten abgefahren werden. An Beton wurden für das Bauwerk 11 500 m³ gebraucht.

Abb. 2 zeigt die Straßenführung im Bereiche des Kreuzungsbauwerks, Abb. 3 vermittelt einen Eindruck von dem Bauwerk selbst. [Nach Engineering 172 (1951) Nr. 4464 S. 196.]

J. Schlums, Hannover.

Asphaltdichtung von Bewässerungskanälen.

Beim Bau der Bewässerungsanlage im Columbia-Becken (East-Washington) kommt zur Dichtung von Kanälen eine eingeschüttete Asphalthaut nach einem neuen Verfahren erstmalig in größtem Umfang zur Ausführung. Obgleich dieses Verfahren noch nicht in langjähriger Praxis erprobt ist, seine Anwendung auf Kanalstrecken von mehr als 80 km Länge demnach ein Wagnis darstellt, entschied sich das Bureau of Reclamation nach eingehenden Versuchen für dieses Verfahren, weil die Kosten nur $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ der Kosten jeder anderen brauchbaren Auskleidung betragen. Bei diesem Verfahren wird auf den entsprechend vorbereiteten Untergrund eine heiße Asphaltmischung etwa 6 mm dick aufgespritzt und mit einer Schutzdecke aus Erde bedeckt. Diese Dichtung kostet im Columbia-Becken 96 c/m², während die billigste zum Vergleich herangezogene — eine 5 cm starke asphaltierte Betondecke beim Pasco-Bewässerungssystem 2,52 Dollar/m² gekostet hat. Als Ausbauziel ist die Bewässerung von 35 200 ha im ersten Baujahr 1952 und 24 000 bis 28 000 ha in jedem der nächsten sechs Jahre vorgesehen. Das gesamte Projekt ist seit 1946 im Bau, doch wurden in den verflossenen Jahren nur die Hauptkanäle, Dücker, Tunnel und die Pumpenanlage im Grand Coulee-Damm fertiggestellt.

Für die Wasserverteilung werden im Columbia-Becken fast ausschließlich offene Kanäle benutzt. Sie haben Trapezquerschnitt, die Seitenböschungen sind je nach der Bodenart nicht steiler als 1:1,75 und nicht flacher als 1:2. Zum Ausheben längerer Kanalstrecken wurden Eimerbagger benutzt, in kleineren Kanälen auch selbstfahrende oder geschleppte pflugähnliche Schaufeln. Um

für die Schutzschicht Platz zu haben wurde das Profil entsprechend tiefer ausgehoben, wobei ein Teil des Aushubs seitlich abgesetzt wurde, um später als Schutzschicht wieder eingebracht zu werden. Nachdem so das Kanalbett gebaggert war, wurden die Seitenböschungen abgeglichen, indem eine schwere „Egge“ aus Metallbalken schräg über die Oberfläche der Böschung entlang geschleppt wurde. Der Zweck war das lose Material von der Oberfläche zu entfernen und eine glatte Oberfläche zu erhalten. Die Egge hatte bei gewöhnlichen Böden ein Gewicht von 44,6 kg/lfm. Bei harten oder mit Steinen durchsetzten Böden mußte das Gewicht nicht weniger als 148 kg/lfm betragen. Das nach dem Eggen der Seitenböschungen auf dem Boden des Kanals angesammelte Material wurde durch Bagger entfernt. Danach wurden die Seitenböschungen und die Sohle mit Walzen vom Mindestgewicht 8,9 kg/cm abgewalzt. Als Regel waren zwei Durchgänge der Walzen vorgesehen. Sandboden wurde nicht gewalzt. Unmittelbar vor dem Aufbringen der Asphalthaut wurde der Boden besprengt. Dieses war insbesondere bei trockenen und staubfeinen Bodenarten erforderlich, wobei, um den Untergrund nicht auszuspülen, ein feiner Wasserstrahl gegeben wurde. Etwa entstandene Wasserpfützen wurden sorgfältig entfernt. Zum asphaltieren wurde ein von Hand bewegtes, der Länge nach mit mehreren Mundstücken versehenes Sprengrohr benutzt, das so lang war, daß es die ganze Böschung oder die ganze Sohlenbreite bestreichen konnte. Durch diesen Verteiler wurde die Asphaltmischung bei 190° C zuerst in zweimaligem Durchgang auf die Böschung und danach in einem Durchgang auf die Sohle aufgespritzt. Als Mindestmenge waren 5,6 l/m² vorgesehen. Bei grobkörnigem Boden war der Verbrauch größer, so daß durchschnittlich 8,1 l/m² verbraucht wurden. Das für die Herstellung der Membran benutzte Material war katalytisch geblasener Asphalt mit Phosphor-Pentoxid als Katalysator. Dieses Material ist zäh, behält seine Schmiegsamkeit bei allen Temperaturen und hat eine lange Lebensdauer, wenn es vor Luft und Sonnenbestrahlung geschützt ist. Daraus erhellt die Notwendigkeit der Schutzdecke aus Erde. Weitere Eigenschaften, die von der Asphaltmischung verlangt wurden: Flammpunkt nicht unter 220°, Schmelzpunkt zwischen 80° und 93°, Penetration 50 bis 60 bei 16°, mindestens 97 % Bitumengehalt.

Für den Transport zur Baustelle wurde die Mischung bei 235° in 38 m³ fassende isolierte Tankwagen gefüllt,

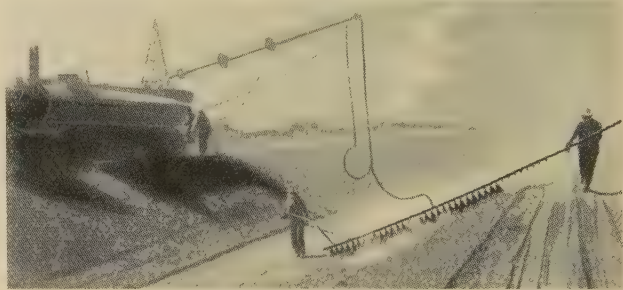


Abb. 1. Aufspritzen der Asphalthaut.

auf der Baustelle durch tragbare Dampfgeneratoren wieder auf 177° bis 240° erhitzt und auf dieser Temperatur erhalten. Von hier wurde das Material in mit Pumpen und Erhitzern versehene Transportkarren und schließlich in ebensolche Verteilerkarren umgefüllt und auf die zu befestigenden Flächen gespritzt. Nach dem Erkalten der Asphalthaut wurde die Erddeckung von 30 bis 50 cm Dicke (je nach der Wassertiefe) aufgebracht, wobei zuerst die Kanalsohle und danach die Seitenböschungen beschüttet wurden. Wenn der Aushubboden zu fein war um dem Angriff des fließenden Wassers Widerstand leisten zu können, wurde die Erdschüttung durch eine 10 bis 20 cm starke Kiesschicht ersetzt. Dabei war es erforderlich, zuunterst ein Polster aus feinem Material zu verlegen, um Beschädigungen der Asphalthaut zu vermeiden.

Die Tarife für die Wasserlieferung sind nach folgendem Grundsatz gestaffelt: im ersten — dem Probejahr —

in dem rd. 10 000 bis 15 000 m³/ha geliefert werden, sind nur die reinen Bedienungskosten zu zahlen. In den folgenden 10 Jahren — der OuM.-Periode (operation and maintenance) —, sind in den tariflichen Zahlungen die Betriebs- und Unterhaltungskosten des Bewässerungssystems eingeschlossen. In der darauf folgenden Rückzahlungsperiode, die mit 40 Jahren bemessen ist, sind in der jährlichen Zahlung die Baukosten der reinen Bewässerungsanlagen anteilmäßig enthalten. Während der OuM.-Periode wird die jährlich zu zahlende Summe nach heutiger Schätzung 13,6 Dollar je ha betragen. Die Baukosten der Bewässerungsanlage sind vorläufig auf 210 Dollar je ha geschätzt. [Nach Engineering News-Record 148 (1952), Nr. 9 vom 28. Februar 1952, S.39.]

E. Jacoby, Lübeck.

Außergewöhnliche Spannbetonträger im USA-Hochbau.

Als außergewöhnlich zu bezeichnen sind die Spannbetonträger, die beim Bau eines Saales des Manhattanville College of the Sacred Heart in Harrison N. Y. Verwendung fanden.

Es war gefordert, daß die Deckenplatte bündig mit der Trägeroberkante abschließt. Um mit der geringen

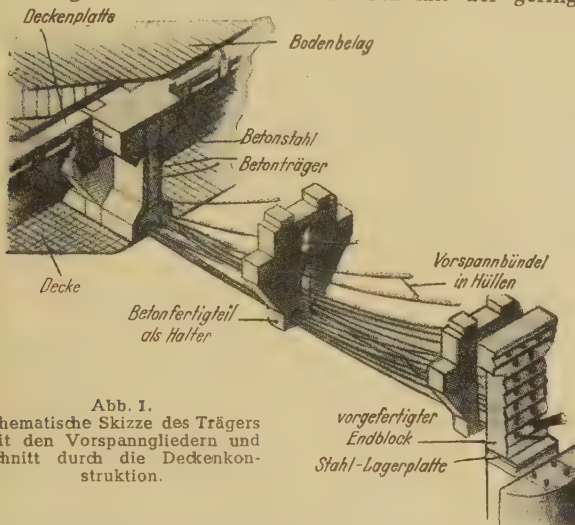


Abb. 1.
Schematische Skizze des Trägers mit den Vorspanngliedern und Schnitt durch die Deckenkonstruktion.

zur Verfügung stehenden Bauhöhe auszukommen, wird die Deckenplatte auf Haltern aus Fertigbeton gelagert, die konsolartig aus den Spannbetonträgern herausragen. Diese Fertigbetonteile werden vor Einschalen und Betonieren der Träger eingebaut. Infolgedessen sind die Träger nicht homogen, sondern setzen sich abwechselnd aus dem Ort beton des Trägers und den Fertigbetonteilen zusammen. Der Zusammenhalt wird durch Druckvorspannung mittels 22 Spanngliedern zu je 12 Drähten er-

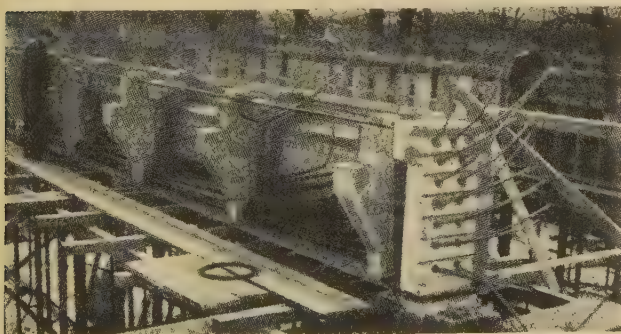


Abb. 2. Bauzustand nach Einbau der Fertigbetonteile.

zielt, wobei 15 bis zur Endverankerung durchlaufen und 7 in der Oberfläche des Trägers verankert sind. Die Kraft je Spannglied beträgt 26 t. Abb. 1 zeigt den Aufbau des Trägers und vermittelt gleichzeitig einen Einblick in die Deckenkonstruktion.

Das Vorspannen der Träger erfolgt in zwei Stufen. Bei der ersten Stufe wird durch Anspannen von 10 Spann-

gliedern ein Teil des Eigengewichtes aufgenommen, dann die restliche ständige Last aufgebracht und die übrigen Vorspannglieder angespannt. Die zuerst angespannten Spannglieder sind sorgfältig ausgewählt, so daß keine Überbeanspruchung an den Trägerecken entsteht. In Abb. 2 ist der Bauzustand nach Einbau der Betonfertigteile dargestellt.

Die Spannbetonträger wurden aus Stahlmangel gewählt. Die Spannweite von rd. 20 m mit einer Gesamtbelastung von rd. 1100 kg/m² würde 1,06 m hohe Stahlträger erfordern. Bei Ausführung von Stahlbetonträgern wäre eine Trägerhöhe von 1,83 m notwendig, während die verwendeten vorgespannten Träger nur 1,22 m hoch sind.

Der Stahlverbrauch bei den ausgeführten 6 Spannbetonträgern beträgt rd. 8 t. Für Stahlbetonträger wären 40 t Betonstahl und bei reinen Stahlträgern 72 t Konstruktionsstahl erforderlich. [Nach Civil Engineering 22 (1952) S.368.]

H. Fröhlich, Dortmund.

Die Regelung der Stromschnellenstrecke Donzère—Mondragon in der Rhone.

Zur Regelung der Stromschnellenstrecke dienen 1. ein Wehr in der Rhone unterhalb der Enge von Donzère (Lageplan Abb. 1), 2. ein Einlaufbauwerk mit zwei Einläufen, einem für die Schifffahrt und einem für Kraftwasser, jeder mit einer Schutzschleuse, 3. ein 17 km langer

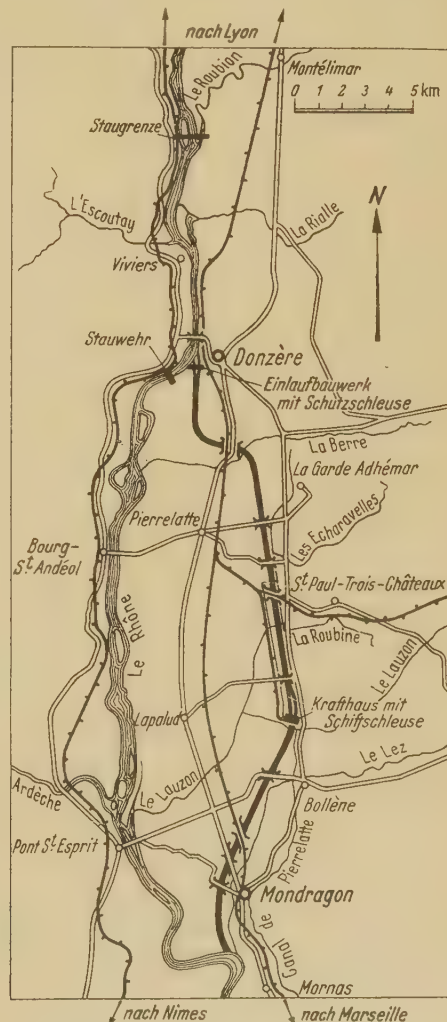


Abb. 1. Lageplan der Gesamtanlage.

Oberkanal mit einem UW.-Querschnitt von 1200 m², einem Gefälle von 5,5 cm/km und einer Wasserführung von 1530 m³/sec bei einer Wassergeschwindigkeit von 1,3 m/sec. Die Kanalböschungen haben eine Neigung 3:1, die Wasserspiegelbreite ist 145 m, die Sohlenbreite 83 m und die Wassertiefe 10,3 m, 4. ein Kraftwerk nebst Schiffschleuse bei Bollène. Das Kraftwerk enthält 6 Turbo-

ausgerüstet. Am Ostufer dient eine aufgespülte Fläche der Lagerung von feuergefährlichen Gegenständen.

Die Erweiterungsanlagen sind ausschließlich am Ostufer geplant, und zwar im Wattenmeer; sie erfordern deshalb nicht die Aufgabe von wertvollem Kulturboden.

Abb. 1 Plan des Hafens „Den Helder“ im Jahre 1949.

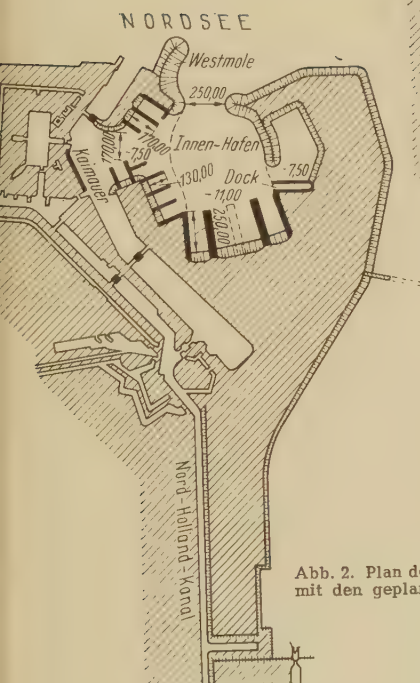
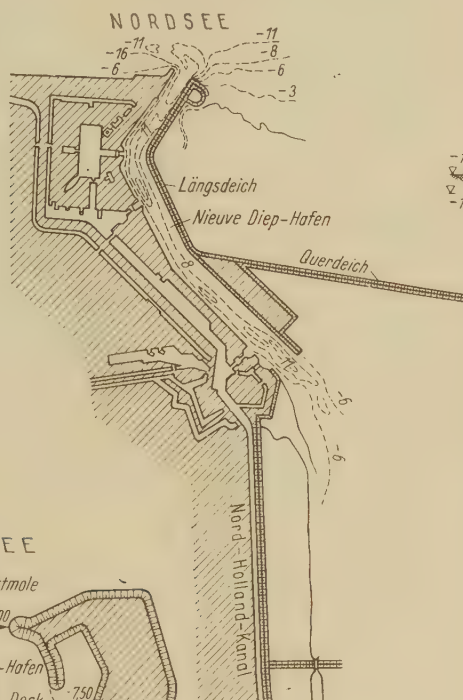


Abb. 2. Plan des Hafens „Den Helder“ mit den geplanten Hafenwerken.

Der neue Hafen (Abb. 2) besteht in der Hauptsache aus einem runden Becken von 500 m Durchmesser und 11 m Tiefe bei Niedrigwasser. Er steht durch eine 170 m breite Durchfahrt mit dem alten Hafen in Verbindung. Die Ausmündung nach der See ist 250 m breit. Alle Abmessungen sind erst nach vorausgegangenen Untersuchungen im Wasserbaulaboratorium festgelegt worden; es mußte vermieden werden, daß die von Nordwesten kommende Dünung im Inneren des Hafens eine Höhe erreicht, die den festgemachten Schiffen hinderlich ist, und es wurde verlangt, daß die Tiefe von 11 m in dem sandigen Boden der Mündung erhalten bleibt. Am Westufer des neuen Hafens sind Kaimauern geplant und teilweise schon gebaut, sowie Molen von 15 m Breite, vorläufig für Tiefen von 7,5 m, die auf 9 m gebracht werden können. Am Südufer sind ebenfalls Mauern und Molen, diese jedoch von größeren Breiten, und zwar von 45 m mit Tiefen von 11 m, vorgesehen. Im Osten ist ein Becken und ein Trockendock in Aussicht genommen. Der alte Hafen „Het Nieuwe Diep“ wird am Südende geschlossen, so daß sich in ihm nur das Steigen und Fallen des Wassers während der Tiden auswirken kann. Die für die

Erhaltung der Tiefe günstigen Bedingungen sind damit allerdings ausgeschaltet worden.

Die königlich-holländische Marine will möglichst bald über einen Teil der Anlagen und Einrichtungen verfügen können. Die letzten Arbeiten sind für das Jahr 1953 in Aussicht genommen. Man hat sich deshalb entschlossen, die Molen und Mauern im Trocknen in zwei Abschnitten auf zwei durch Pumpen trockengelegten Teilflächen von 60 und 100 ha im Schutze von Dämmen zu bauen; diese

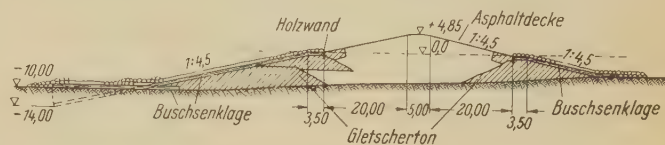


Abb. 3. Schnitt durch die Westmole.

sind wie Seedeiche hergestellt. Der Damm für den ersten Abschnitt erhält einen Sandkern mit einer Asphaltdecke auf der Krone und auf den Böschungen. Nach Abschließung des Dammes hat man wieder Wasser auf die Fläche gepumpt. Die Sohle bestand ursprünglich aus Torf, den man abbaggerte und durch Sand ersetzte. Hierauf konnte mit der Konstruktion der Kais und Molen begonnen werden. Gleichzeitig nahm man den Bau der Westmole an der Ausmündung des Hafens in Angriff; auch deren Form und Abmessungen wurden durch Modellversuche bestimmt. Abb. 3 zeigt dieses Bauwerk, das nach der allgemein in Holland üblichen Bauweise hergestellt ist. Es besteht aus Sand und Keilelem, einem Gletscherton. Die unteren Böschungen sind durch mit Steinen beschwerte Sinkstücke befestigt und im übrigen mit Asphalt abgedeckt.

Die Molen und Kais sind auf langen Pfählen gegründet, die bei einigen Molen erst in Tiefen von 20 m den

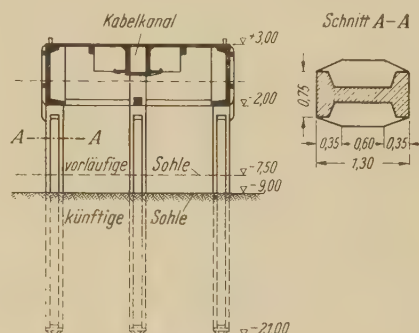


Abb. 4. Schnitt durch eine Mole und durch einen Jochpfahl.

tragfähigen Boden erreichen. Bei dem großen Höhenunterschied zwischen den Kaiflächen und dem festen Boden müssen die Pfähle besonders stark sein, und der Überbau darf nur ein möglichst geringes Gewicht haben. Aus diesem Grunde war die Verwendung normaler Betonpfähle nicht möglich, denn die stelzigen Molen haben dem Zug und dem waagrechten Stoß der Seeschiffe zu widerstehen. Man wählte für die Pfähle sehr starke Profile (Abb. 4). Die Marine verlangte, daß der Überbau der 15 m breiten Molen einen geschlossenen Rahmen von +3 bis -2 (entsprechend dem niedrigsten Wasserstand) bildet. Diese Rahmen sind alle 7,5 m durch Zwischenwände unterteilt. Unter der Oberfläche der Platte ist in der Mitte ein Kabelkanal, und zu beiden Seiten sind Gänge vorgesehen, um die Konstruktion überwachen und um die Kabelanschlüsse bedienen und überprüfen zu können. Quer zur Längsrichtung der Mole stehen Joche aus drei Pfählen. Die durch einen Pfahlkopf und den Riegel gebildeten Knotenpunkte haben eine Kraft von 180 mt abzufangen, denn die Joche haben Stöße von 4000-t-Schiffen aufzunehmen.

Die Herstellungsweise der Jochpfähle verdient besondere Beachtung. Durch einen schwimmenden Bockkran wurden die Pfähle an die Baustelle geschafft. Man begann mit dem Eintreiben von 1,65 m weiten Stahlrohren, wobei eine Sandpumpe das Innere des Rohres entleerte, und man Sorge trug, im Innersten einen höheren Wasserstand als außen zu halten. Der eigentliche tragende, stahlbewehrte Betonpfahl wurde in das Rohr hinab-

gelassen und der Boden an der Spitze durch Rütteln verdichtet. Durch eine auf den Kopf des Pfahles gesetzte Schraubenspindel, die das Rohr faßte und aus dem Boden zog, ließ sich der Pfahl noch fester in den Boden pressen, das Rohr konnte man dann durch Schwimmkrane ganz herausziehen. Bei Anfertigung der etwa 1000 Pfähle im Rüttelverfahren wurde Stahlschalung verwandt, die Pfähle blieben während der auf die Herstellung folgenden Nacht durch Segeltuch abgedeckt. In die Ummantelung schickte man für 45 Minuten Dampf von 70°. Am nächsten Morgen hatte der Beton eine Festigkeit von 250 kg/cm², so daß der Pfahl ausgeschalt und gleich an Ort und Stelle geschafft werden konnte. Die Konstruktion der am West-

ufer des Nieuwe Dieps gebauten Kaimauer besteht aus einer Stahlspundwand, die an einer auf stahlbewehrten Pfählen ruhenden Platte verankert ist. Der vordere Raum unter der Plattform, der nach der Wasserseite durch die eiserne Spundwand und nach der Rückseite durch eine Betonwand begrenzt wird, steht mit dem Grundwasser in Verbindung; dadurch ist der Druck auf die Mauer bei Niedrigwasser stark herabgesetzt.

Die Fender der Mauern reichen bis unter die niedrigsten Wasserstände hinab, weil die Tiefenruder der U-Boote sich stets unter dem Wasserspiegel befinden. [Nach A. Bijls: Le Génie Civil 129 (1952 S. 21.)

Erich Bunnies, Hamburg.

Buchbesprechungen.

Frebold, Georg, Prof. Dr. Dr., Hannover: Profil und Blockbild. Eine Einführung in ihre Konstruktion und das Verständnis der topographischen und geologischen Karten. Herausgegeben von Prof. Dr. habil W. Evers. 111 S., Gr. 16,5 · 24 cm, mit 94 Abb. Braunschweig: Georg Westermann, 1951. Geh. DM 8,60.

Das aus langer Erfahrung entstandene Werk will die Schwierigkeiten beseitigen, die einem vertieften Verständnis der topographischen und geologischen Karten und ihrer Auswertung entgegenstehen. Den aus ihnen entwickelten Profilen und Blockbildern (Blockdiagrammen) ist dabei der Hauptteil des Buches gewidmet, denn sie gewähren einen guten Einblick in den Aufbau der Erdrinde und veranschaulichen den Zusammenhang zwischen Untergrund und Oberflächenform. In den einführenden Abschnitten werden übersichtlich die Grundbegriffe erläutert, wird der Gang vor allem der geologischen Kartenaufnahme beschrieben und an bezeichnenden Beispielen der Inhalt gedeutet. Erleichtern schon hier eine Reihe von Skizzen die Vorstellung, so ist das im verstärkten Maße bei den Hauptkapiteln der Fall. Die Konstruktion geologischer Profile wird nach einer allgemeinen Ableitung an Hand anschaulicher Zeichnungen jeweils für die verschiedenen Lagerungsformen eingehend behandelt. Ebenso erfährt die klare Ableitung der Blockbildkonstruktion durch Hinweise auf zeichnerische Vervollständigung die entsprechende Ergänzung. Bei der Vorfürung ausgewählter Blockbildbeispiele meist aus der weiteren Umgebung von Hannover kommt im Schlußabschnitt das darstellerische Geschick des Verfassers besonders zur Geltung. Sein an Anregungen so reiches Buch wird allen an diesem Thema Interessierten und nicht zuletzt dem Bauingenieur ein wertvoller Ratgeber sein.

Dr. Josef Werdecker, Darmstadt.

Fischer, Gerhard, Dr.-Ing.: Beitrag zur Berechnung kreuzweise gespannter Fahrbahnplatten im Stahlbrückenbau. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln. 67 S., Gr. DIN A 5, mit 32 Abb., 10 Tafeln und 2 Rechenbeispielen. Berlin: Verlag W. Ernst u. Sohn. 1952. Geh. DM 10.—.

Die Ermittlung der Spannungen kreuzweis gespannter Rechteckplatten unter beliebigen Lasten bereitet mit den heute zur Verfügung stehenden Hilfsmitteln keine Schwierigkeit mehr, so lange die Ränder in lotrechter Richtung starr unterstützt und elastische Einspannungen in benachbarten Plattenfeldern nicht zu berücksichtigen sind.

Unvergleichlich schwieriger werden jedoch die Probleme bei durchlaufenden Fahrbahnplatten von Stahlbrücken, die auf einem Rost von Trägern ruhen, welche

in lotrechter Richtung nachgiebig sind. Der Verfasser hat eine Berechnungsmethode für diese komplizierten Systeme aus der Theorie elastischer Rechteckplatten entwickelt, in dem er die bekannten Lösungen von Einfeldplatten für die behandelte Aufgabe erweiterte. Er hat sich bemüht, das angegebene Verfahren den Bedürfnissen der Praxis in bezug auf einen erträglichen Arbeitsaufwand anzupassen und sich zu diesem Zwecke verschiedener, gut brauchbarer Näherungen bedient. Trotzdem zeigt ein ausführliches Beispiel, daß die Rechenarbeit noch verhältnismäßig umfangreich bleibt. Dies ist eine Tatsache, die durch die Aufgabe selbst gegeben und kaum zu umgehen ist.

Die in der Darstellung übersichtliche Schrift gehört zu denjenigen Veröffentlichungen, welche den Ingenieuren die Möglichkeit geben sollen, Berechnungen aufzustellen, die den wirklichen Voraussetzungen möglichst gut entsprechen. Sie stellt eine wertvolle Bereicherung der Plattenliteratur dar und wird in den interessierten Kreisen Verbreitung finden.

W. Koepcke, Berlin.

Sahling, Bernhard, Ing., Reichsbahn-Amtmann a. D., Hamburg, u. Latzin, Kurt, Dipl.-Ing., Oberingenieur, Dortmund: Die Schweißtechnik des Bauingenieurs, Einführung in Entwurf, Berechnung, Herstellung und Untersuchung von Schweißverbindungen im Stahlbau unter Berücksichtigung der amtlichen Vorschriften. 2., neubearb. und erw. Aufl., 178 S., Gr. 15,5 · 21 cm, mit 343 Abb., Braunschweig: Friedr. Vieweg u. Sohn, 1952. Halbleinen DM 19,20.

Gegenüber der 1. Auflage (B. Sahling, 1937) hat das bekannte Handbüchlein durch Aufnahme der Erörterungen über Schrumpfspannungen, über das Schweißen in der Werkstatt und auf der Baustelle, sowie über die Anwendung der Schweißverfahren im Stahlbetonbau und für das Sondergebiet der Unterwasserschweißung eine willkommene Ergänzung erfahren. Nach wie vor ist größtes Gewicht gelegt auf die Erläuterung der einschlägigen amtlichen Vorschriften und auf die zu beachtenden statischen, konstruktiven und materialgemäßen Voraussetzungen, insbesondere der Elektroschweißung. Anleitungen für die Prüfung der Güte von Schweißverbindungen sowie für die hierbei wichtigen Röntgenuntersuchungen werden ebenfalls in klarer Weise vermittelt. Das Buch hat nicht nur für den Schweißfachmann der Werkstatt, sondern auch für den Schweißkonstrukteur und für jeden der Schweißtechnik vielleicht noch zu fern stehenden Bauingenieur einen großen Wert, es kann zudem für alle Fachrichtungen des konstruktiven Ingenieurbaues an den technischen Lehranstalten und Hochschulen bestens empfohlen werden.

O. Steinhart, Karlsruhe.

Verschiedenes.

Wilhelm Müller 70 Jahre alt.

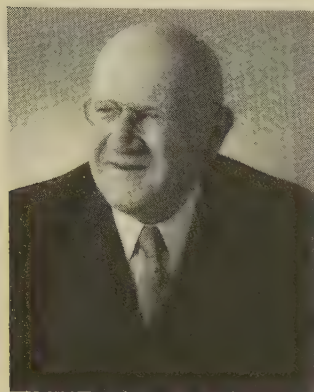
Am 10. Dezember 1952 vollendet Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Wilhelm Müller, Aachen, das 70. Lebensjahr.

1882 zu Miesenheim bei Andernach geboren, besuchte er dort das humanistische Gymnasium und studierte später in Karlsruhe und Danzig das Bauingenieurwesen. Seine Diplomarbeit wurde vom Minister für öffentliche Arbeiten mit dem Staatspreis ausgezeichnet. Müller wandte sich

dem Eisenbahnwesen zu und ist der Verkehrswissenschaft, der er bahnbrechend zu der heutigen Höhe verholfen hat, seitdem treu geblieben.

Während der Zeit seiner Verwendung als Regierungsbaumeister, Regierungsbaurat und Hilfsarbeiter im Reichsverkehrsministerium hatte er Gelegenheit, die Fragestellungen des Verkehrswesens kennenzulernen, die einer wissenschaftlichen Durchdringung bedurften, und sich die Erfordernisse der Praxis anzueignen.

Auf diesem Fundament aufbauend, ist es ihm dank seines unermüdlichen und immer einfallreichen Forschergeistes gelungen, zahlreiche bis dahin nicht oder nur näherungsweise gelöste Probleme des Eisenbahn- und Verkehrswesens einer mathematischen Behandlung zugänglich zu machen.



Die Anfänge dieser Arbeiten fallen in die Jahre nach dem ersten Weltkrieg, als es darauf ankam, mit den wenigen vorhandenen Betriebsmitteln durch wissenschaftliche Betriebsführung ein Höchstmaß an Verkehrsleistung bei aller Wirtschaftlichkeit zu erzielen.

Im Jahre 1918 promovierte Müller in Darmstadt mit der Arbeit: „Neue zeichnerische Verfahren zur genauen Massenermittlung bei Eisenbahn- und Straßenbauten“, zwei Jahre später habilitierte er sich an dieser Hochschule mit dem Thema „Ein einheitliches zeichnerisches Verfahren zur Ermittlung der Fahrzeiten, der Zugförderkosten sowie des Kohlen- und Stromverbrauches“. Abermals zwei Jahre später habilitierte er sich an der T.H. Berlin mit der Arbeit „Der Personal- und Stoffverbrauch der Zugfahrt als Vergleichsmaßstab für die betriebliche Bewertung der Eisenbahnlinien“.

1924 wurde Wilhelm Müller als ordentlicher Professor für das Eisenbahn- und Verkehrswesen nach Dresden berufen, 1933 nach Berlin und 1946 nach Aachen.

Die Themen der Dissertation und der Habilitationen sind die Grundideen all seiner weiteren Arbeiten: Den Ablauf des Betriebsvorganges für irgendein Verkehrsmittel vom technischen und wirtschaftlichen Standpunkt funktional darzustellen. Dieser auf physikalischen Überlegungen beruhenden Methode gab er den Namen „Fahr-dynamik“, ohne die heute die wirtschaftliche Planung eines Verkehrsmittels nicht mehr vorstellbar ist. Sie gestattet außer der Erfassung des Fahrzeuges und der Fahrbahn nach Zeit und Ort die größtmögliche Leistung, die Grenze der Beanspruchbarkeit und die Selbstkosten eines Verkehrsmittels festzustellen.

Auf dem Gebiete der Bahnhofswissenschaft ist es ihm gelungen, Entwürfe großer Bahnhöfe mit mathematischen Mitteln auf ihre Leistungsfähigkeit zu prüfen. Die „Bahnhofstopologie“ gestattet, die Betriebswirtschaftlichkeit eines Bahnhofs zahlenmäßig auszudrücken.

In über 120 Veröffentlichungen in Zeitschriften und in den Büchern „Neuere Methoden für die Betriebsuntersuchungen der Bahnanlagen“ (1935), „Fahr-dynamik der Verkehrsmittel“ (1940), „Eisenbahnanlagen und Fahr-dynamik“ (1952) fanden Müllers wissenschaftliche Arbeiten ihren fruchtbaren Niederschlag und machten seinen Namen unter den Fachleuten aller Länder zu einem Begriff.

Ein Zeichen für die Wertschätzung seiner Persönlichkeit im engeren Kollegenkreise war die Wahl zum Rektor der Techn. Hochschule Aachen im Jahre 1948. Zwei Jahre lang bekleidete er dieses ehrenvolle Amt und leitete den Aufschwung der T.H. Aachen mit sicherem Weitblick ein. Eine weitere Anerkennung wurde ihm durch die Verleihung der Würde eines Dr.-Ing. E.h. von der Techn. Hochschule Darmstadt zuteil.

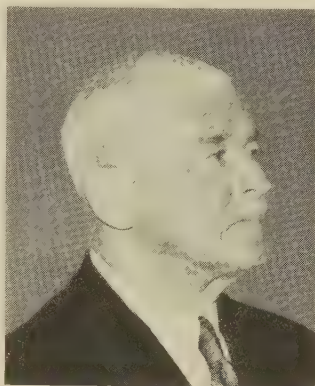
Das Lebensbild Wilhelm Müllers wäre unvollkommen, wollte man nicht seiner Tätigkeit als akademischer Lehrer gedenken. Den akademischen Nachwuchs zu bilden und tatkräftig zu fördern, ist ihm von jeher Herzensangelegenheit gewesen. Die Tatsache, daß fünf seiner ehemaligen Schüler ordentliche Professuren bekleiden und viele andere seiner Schüler maßgebende Positionen innehaben, mag ein beredtes Zeugnis dafür ablegen. Man muß selbst Hörer seiner Vorlesungen gewesen sein, um die einmalig lebendige und humorvolle Art seines Vortrages schätzen zu können.

Die gesamte Fachwelt bringt Wilhelm Müller zur Vollendung seines 70. Lebensjahres die herzlichsten Glückwünsche für die Zukunft dar. Möge es dem Siebzigjährigen vergönnt sein, noch viele Jahre seine Lebensarbeit fortzusetzen zum Wohle seiner selbst, seiner Lieben und der Wissenschaft. Kurt Hirschfeld, Aachen.

A. Kleinlogel zum 75. Geburtstag.

In außergewöhnlicher Gesundheit und Frische vollendet Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, am 16. Dezember 1952 sein 75. Lebensjahr.

Zu seinem 60. Geburtstag sind in den Fachzeitschriften ausführliche Würdigungen seiner wissenschaftlichen und praktischen Tätigkeit erschienen. Inzwischen hat der Jubilar unermüdlich weitergearbeitet. Sein Ingenieurbüro, das er nach dem großen Brand Darmstadts im September 1944 verlegen mußte, ist wieder nach Darmstadt zurückgekehrt und mit großen Aufgaben betraut.



Im vorigen Jahr verlieh ihm der Deutsche Betonverein die „Emil-Mörsch-Gedenkmünze“, weil er „das Bauen mit Beton und Stahlbeton durch seine zahlreichen für die Bedürfnisse der

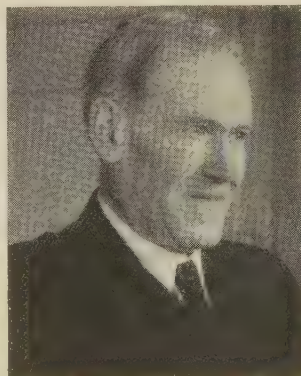
Praxis verfaßten und deshalb im In- und Ausland sehr geschätzten technischen Werke, durch unermüdliches fachkundiges Sammeln und Verbreiten von Erfahrungen, durch zielbewußtes Verfolgen des Gedankens der Betonüberwachung auf den Baustellen sowie als Schriftleiter einer führenden Fachzeitschrift besonders gefördert hat“.

Die Fachwelt gratuliert Prof. Kleinlogel zu seinem Geburtstag auf das herzlichste und wünscht ihm, daß ihm Gesundheit und Arbeitsfreude noch lange erhalten bleiben.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Ernst Gaber †.

Am 25. Oktober 1952 vollendete Dr.-Ing. Ernst Gaber, o. Professor (em) für Brückenbau, Baustatik und wissenschaftliche Betriebsführung sowie ehem. Direktor der heutigen „Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine“ an der TH. Friderician zu Karlsruhe sein an Arbeit und Erfolg reiches Leben.



Als gebürtiger Mannheimer (geb. 12. April 1881) studierte Gaber in Karlsruhe, woselbst er kurzzeitig bei Friedrich Engesser assistierte, um dann — seiner stärkeren Neigung und Veranlagung entsprechend — auf viele Jahre in die Baupraxis einzutreten. Die Badische Staatsprüfung (1903), die Beförderung zum Regierungsbaumeister (1908), die Promovierung zum Dr.-Ing. (1910) sowie zwei Kriegsauszeichnungen als Pionieroffizier des ersten Weltkrieges (E.K.

II. Kl. und Ritterkreuz II. Kl. mit Schwertern) sind die Marksteine seiner Entwicklungsjahre.

Mit der 1921 erfolgten Berufung auf den — durch Fortgang Prof. Schachenmeyers zur TH. München — vakant gewordenen Lehrstuhl Friedrich Engessers begann Gabers neuer Lebensabschnitt der Lehre und Forschung, der durch die auch weiterhin andauernde Verbindung mit der Baupraxis seine besondere Prägung erhielt. So beteiligte sich G. erfolgreich an großen Brückenbauwettbewerben, von denen auf dem Gebiet des Stahlbaues diejenigen für die Mälarseebrücke

Stockholm und für die Dreirosenbrücke über den Rhein in Basel hervorgehoben werden mögen, während auf dem Gebiet des Ingenieur-Holzbaues die Straßenbrücken bei Kehl, Straßburg und Lahr sowie die Eisenbahnbrücke über die Pfalz bei Grötzingen wegen der Kühnheit des jeweiligen Entwurfes (Spannweiten bis zu 50 m) und wegen der meisterhaften konstruktiven Gestaltung besonders erwähnenswert sind. Die Zusammenarbeit mit den Baubehörden und der Industrie brachte Gaber ehrenvolle Berufungen in die Normenausschüsse, in die Fachausschüsse für Stahlbau und Holzbau sowie in die Akademie für Forstwirtschaft.

Schon 1921 hatte Gaber, einer Anregung seines verehrten Lehrers Engesser folgend, die heutige „Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine“ gegründet. Diese Anstalt genoß für nahezu zwei Jahrzehnte als „Prüfraum Gaber“ den Ruf einer Forschungsstätte mit der speziellen Zielsetzung, nicht nur reine Materialprüfung zu betreiben, sondern gleichzeitig auch die Weiterentwicklung von Ingenieur-Konstruktionen aus Holz, Stein und Stahl bis zu möglichst vollkommenen Bauformen zu betreiben. Hierbei wurden oft wirklichkeitsgetreue Großversuche bevorzugt, da die Verallgemeinerung der Ergebnisse klassischer Kleinmodellversuche mit zu weit eingeschränkter Fragestellung diesem stoffverbundenen Konstrukteur und praktischem Verwirklicher von Bauideen zu gewagt erschien. — Aus dieser Einstellung heraus errichtete Gaber neben den normalen, fabrikmäßigen Prüfmaschinen besondere Versuchsvorrichtungen für statische und schwellende Belastung auch größter Stab- und Balkenmodelle bzw. von ganzen Tragwerken in natürlicher Größe.

Die wissenschaftlichen und versuchstechnischen Veröffentlichungen Gabers sind etwa vom Jahre 1910 bis zum Jahre 1951 in stetiger Folge erschienen und umfassen neben statischen Untersuchungen (Bogenknicken) Berichte über Versuche und Bauvorhaben aus dem gesamten Gebiet des konstruktiven Ingenieurbaues in Holz und Stahl sowie des Massivbaues. Insgesamt können etwa 150 Abhandlungen gezählt werden.

Prof. Dr.-Ing. Ernst Gaber genoß im In- und Ausland einen bedeutenden Ruf als Wissenschaftler und Sachverständiger, seine fruchtbare Lehrtätigkeit im Zeitraum von fast 25 Jahren (1921 bis 1945) brachte ihm persönlich die Hochachtung zahlreicher Schüler und schenkte der deutschen Bauindustrie viele erfolgreiche Ingenieure. Alle Freunde und Fachkollegen werden Ernst Gaber ein ehrendes Andenken bewahren.

O. Steinhardt, Karlsruhe.

Zuschrift

zu dem Aufsatz G. Raczat: Umgehung der Iteration beim Cross'schen Verfahren. Bauingenieur 27 (1952) S. 49.

Die von R. vorgeschlagene Berechnungsweise für die Ermittlung der Biegemomente statisch unbestimmter Tragwerke ist im Grunde genommen eine Näherung, so daß die Benützung der Begriffe von „wahren“ Verteilungs- und Fortleitungszahlen als irreführend erscheint. Das geht hervor aus folgenden Gründen:

1. Die Werte ν und μ wurden unter der Annahme ermittelt, daß die zweitbenachbarten Knoten fest eingespannt sind, mit anderen Worten, die Iteration erstreckt sich nur bis zu diesen Knoten. In Wirklichkeit müßten, um die exakten Werte zu erhalten, wie das auch R. erwähnt, die elastische Einspannung sämtlicher Knoten berücksichtigt werden. In dem theoretischen Teil wird dieser Annahme dadurch Rechnung getragen, daß die

Reihen $\sum_{p,q=1}^{p,q \rightarrow \infty} \kappa_{cd}^p \cdot \kappa_{de}^q$ vernachlässigt wurden.

2. Eine weitere Vernachlässigung ist aber die gegenseitige Beeinflussung der Werte $\kappa_{cd} \cdot \kappa_{cb}$ in dem, den betrachteten Knoten anschließenden Feldern.

3. Die unendliche geometrische Folge der auszu-schaltenden Momente am Knoten C (Abb. 10) ist: 1000, 1000 ($\kappa_{bc} + \kappa_{cd}$), 1000 ($\kappa_{bc} + \kappa_{cd}$)² ... oder 1000, 1000 κ_c , 1000 κ_c^2 ..., wobei $\kappa_c = \kappa_{bc} + \kappa_{cd}$ ist. (Wenn mehrere Stäbe anschließen $\kappa_c = \kappa_{cb} + \kappa_{cd} + \kappa_{cm} + \kappa_{cr} + \dots$). Die Summe dieser Momente ist

$$1000 \left(1 + \sum_{p=1}^{p \rightarrow \infty} \kappa_c^p \right) = 1000 \left(1 + \frac{\kappa_c}{1 - \kappa_c} \right) = 1000 (1 + S_c).$$

Der von R. verwandte Wert $\sum_i S_i$, d. h. die Summe der Werte S_{ik} , S_{il} , S_{im} ... usw. ist abweichend von dem obenstehenden. Denn es ist offensichtlich $\frac{\kappa_{cd}}{1 - \kappa_{cd}} + \frac{\kappa_{cb}}{1 - \kappa_{cb}}$

nicht identisch mit $\frac{\kappa_c}{1 - \kappa_c} = \frac{\kappa_{cb} + \kappa_{cd}}{1 - \kappa_{cb} - \kappa_{cd}}$.

Dadurch wird eine weitere Ungenauigkeit entstehen, die sich auch in ν und μ auswirkt.

4. Formänderungsproben für die Endtangentialwinkel der Durchbiegungslinien in den Knoten (Abb. 6—9) ergaben fast durchweg Unstetigkeiten.

Die Brauchbarkeit dieses Verfahrens wird hiermit nicht bezweifelt, es ist jedoch ein Näherungsverfahren und muß als solches betrachtet werden.

Ich möchte hier noch auf eine Arbeit von mir hinweisen. W. Weleff: „Anwendung der unendlichen geometrischen Reihe für die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke“ (Dissertation TH. Stuttgart 1950), in der ich ein ähnliches Verfahren nicht nur für die Bestimmung der Momente, sondern auch für die Formänderungen, insbesondere für die Ermittlung der Einflußlinien von Schnittgrößen entwickelt habe. Das Verfahren stellt eine Umgehung sowohl des Cross'schen wie des Grinter'schen Iterationsverfahrens dar.

W. Weleff, Detroit, USA.

Erwiderung.

Die Tatsache, daß es sich bei dem von mir vorge-tragenen Rechenschema um eine Näherung handelt, geht aus mehreren Textstellen meines Aufsatzes hervor.

Der entscheidende Fehlerbetrag entsteht durch Fort-lassen der Produkte der κ -Werte benachbarter Stäbe. Das besagt im Kern auch die Zuschrift von W. In einer früher von mir benutzten Fassung des Rechenschemas wurden die ersten Potenzen dieser Produkte noch berück-sichtigt, doch stellte sich dies als unwirtschaftlich heraus, da die erzielte Genauigkeit im Grunde keinen Sinn hatte. Der Fehler kann nicht unkontrollierbar groß werden: Es gibt bei n -stäbigen Knoten $2 \binom{n}{2}$ solcher Produkte, und ihr Anteil an dem Wert $1 + \sum_i S_i$ kann theoretisch außer-

stenfalls 5% erreichen, aber nur bei Steifigkeitsverhält-nissen, die praktisch nicht vorkommen und bei denen übrigens auch die Konvergenz der Cross'schen Itera-tion schlecht wäre. Diese Angabe liefert also für die wirklich auftretenden Fälle ein viel zu ungünstiges Bild. Bei üblichen Steifigkeitsverhältnissen nähert sich der Fehlerbetrag kaum je 2%; ein Teil des Fehlers hebt sich ohnehin im Verlauf der Berechnung heraus. Am ehesten treten die höheren Fehlerbeträge bei Durchlaufträgern auf.

Es ist bekannt, daß die übliche Berechnung des bie-gungsfest mit Stützen verbundenen Durchlaufbalkens unter der Voraussetzung der Schneidenlagerung und mit der Korrektur gemäß DIN 1045, § 28, fehlerhafter ist als die Berechnung des tatsächlich vorhandenen Rahmens mit einem Fehler von sicher unter 2%. Auch unter den Fehlern, die infolge der sonstigen unsicheren Voraus-setzungen der Rahmenberechnung entstehen, spielt der erwähnte nur eine untergeordnete Rolle.

G. Raczat, Hagen.

Beton-Tagung.

Die nächste Tagung des Deutschen Beton-Vereins (e. V.) findet am 15., 16. und 17. April 1953 in Stuttgart statt.

Die Staatsbauschule Nienburg/Weser begeht am 1. August 1953 die Feier ihres 100jährigen Bestehens. Absolventen der Schule, die noch nicht unterrichtet sind, werden gebeten, sich baldigst an die Geschäftsstelle der Staatsbauschule zu wenden. (Nienburg/Weser, Bürger-meister-Stahn-Wall 9, Fernruf: Nienburg 31 27.)

DIN 4021*. Baugrund und Grundwasser. Grundsätze zur Erkundung. Bohrungen. Schürfe. Probenahme.

Der vorliegende Entwurf einer vollständigen Neubearbeitung dieser Norm wurde unter Auswertung der seit der Herausgabe der ersten Fassung gemachten Erfahrungen aufgestellt. Besonderer Wert ist dabei auf den Abschnitt „Bodenprobenahme“ gelegt worden, der durch die Aufnahme genauer Vorschriften über den Entnahmeprozess, über die Geräte und über die Verpackung wesentlich erweitert wurde.

1. Vorbemerkung.

1.1 Schürfe und Bohrungen zur Untersuchung des Baugrundes und der Grundwasserverhältnisse sollen nicht nur die Schichtenfolge feststellen, sondern auch die Beschaffenheit und Eigenschaften der einzelnen Schichten, die Lage der Grundwasserträger und die Tiefe des Grundwasserspiegels erkennen lassen. Saubere und sorgfältige Ausführung ist deshalb von ausschlaggebender Bedeutung. Mit der Ausführung sind nur tüchtige, unbedingt zuverlässige Unternehmen zu betrauen, und die ständige Anwesenheit eines erfahrenen, verantwortlichen Aufsehers muß gewährleistet sein. Um zu schnelle Arbeit aus geschäftlichem Interesse zu verhindern, dürfen Leistungszulagen für die Bohrarbeit nicht gezahlt werden.

1.2 Zahl, Lage und Tiefe der Schürfe und Bohrungen bestimmt die Bauleitung. Hierfür gilt DIN 1054 „Gründungen. Richtlinien für die zulässige Belastung des Baugrundes“.

1.3 Für Ausschreiben und Vergeben von Bohrarbeiten gilt DIN 4136 „Bohrungen“.

1.4 Für die Bezeichnung der Bodenarten und das Aufstellen der Schichtenverzeichnisse gilt DIN 4022, Bl. 1 „Schichtenverzeichnis für Baugrunduntersuchungen“ und Bl. 2 „Schichtenverzeichnis für Wasserbohrungen“¹.

1.5 Für die Darstellung der Bodenarten und der Grundwasserstände gilt DIN 4023 „Zeichnerische Darstellung des Untergrundes für bautechnische Zwecke“.

1.6 Für Bohrröhre gilt DIN 4918 Bl. 1 und 2 „Nahtlose Bohrröhre für Tiefbohrungen und Bohrungen nach Wasser“ und für Gestängerrohre DIN 4914 „Nahtlose Gestängerrohre für Öl-, Wasser- und Gesteinsbohrungen nach dem Schlag- und Kernbohrverfahren“.

1.7 Für die Entnahme von Wasser- und Bodenproben zur Untersuchung ihrer betongreifenden Eigenschaften gilt die „Anleitung für die Entnahme von Wasser- und Bodenproben“, Teil II der Richtlinien für die „Ausführung von Bauwerken aus Beton in Moor, in Moorswässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern“ (Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton)¹.

¹ z. Z. in Neubearbeitung.

2. Aufschlußmöglichkeiten.

2.1 Schürfen (Schürfgruben, Schürfgräben, Schürfschächte).	2.2 Bohren (Flach- und Tiefbohrungen).
Vorteile:	
Begehrbar, dadurch sicheres Erkennen der Lagerungsverhältnisse und der Schichtung sowie der Art und der Stellen der Wasserzutritte. Unmittelbare Prüfung des Bodens an den Wandungen auf der Sohle möglich. Kein Mischen der Bodenarten bei der Entnahme. Leichte und zuverlässige Entnahme ungestörter Proben aus allen Bodenarten.	Keine wesentliche Behinderung im Grundwasser. Möglichkeit großer Erkundungstiefen. Fast überall anwendbar.
Nachteile:	
Größerer Zeitaufwand. Höhere Kosten bei größerer Tiefe, da oft Aussteifen oder Verzimmern erforderlich. Im Grundwasser Wasserhaltung nötig.	Vermischung des Bohrgutes, dadurch unsichere Beurteilung der Lagerungsverhältnisse. Bestimmen der Bodenarten bei Meißelarbeit oft schwierig, bei steinigem und aufgefülltem Boden (bei Findlingen, Mauer-schutt und Müll) zuweilen unzuverlässig oder unmöglich. In nichtbindigen Schichten ist die Entnahme ungestörter Proben im allgemeinen unmöglich.

Schürfe sind demnach dann auszuführen, wenn eine geringe Untersuchungstiefe ausreicht oder wenn in wirtschaftlich erreichbarer Tiefe Schichten anstehen, deren Lagerungsverhältnisse oder Tragfähigkeit durch Inaugen-

scheinnahe oder durch Versuche an Ort und Stelle festgestellt werden sollen.

3. Geräte.

3.1 Schürfgeräte.

3.11 Schaufel, Spaten, Hacke, Sprengmittel.

3.2 Bohrgeräte.

3.21 Bohrer.

3.211 Das Bohrgerät ist so zu wählen, daß die Bodenarten und ihre Beschaffenheit sicher festgestellt werden können. Es sind nur Geräte statthaft, bei denen das Bohrgut möglichst wenig gestört, d. h. aufgeweicht, durchgeknetet oder entmischt wird. Kiespumpen dürfen deshalb bei Baugrunduntersuchungen nicht verwendet werden.

3.212 Für bindige Böden wie Ton, Mergel und Löß, für Torf und alle organischen Böden, für Sand und Kies oberhalb des Grundwassers und bisweilen auch für schwach bindige Böden sind Schappen und unter Umständen auch Spiralbohrer geeignet. Die Schappen und Spiralbohrer sollen nicht wesentlich kleiner als die Bohrröhre sein. Geräte mit einem kleineren Durchmesser als 134 mm (Entwürfe DIN 3604 und 3605 „Schappen“) sind nicht zulässig.

3.213 Für wasserführenden Sand und Kies sowie für bindige Böden, die stark wasserhaltig (schlammig) sind und in anderer Weise nicht gefördert werden können, eignen sich Ventilbohrer.

3.214 Zum Lösen oder Zerkleinern von Geschiebe und von dünnen Lagen festen Gesteines sind Meißel zu verwenden; dabei dienen zum Heben des Bohrgutes Ventilbohrer oder Steinfänger.

3.215 Kernbohrungen sind nur in festem Gestein zweckmäßig.

3.216 Spülbohrungen sind zur Untersuchung des Baugrundes unzulässig, weil sie das Bohrgut vermischen.

3.22 Rohre.

Bei Bohrungen zur Untersuchung des Baugrundes darf der Außendurchmesser der Rohre 159 mm nicht unterschreiten. Kleinere Durchmesser bringen starkes Vermischen des Bohrgutes, erlauben nicht das Einführen des üblichen Gerätes zur Entnahme ungestörter Proben (vgl. Abschnitt 6.23) und sind deshalb — von Kernbohrungen abgesehen — nur für Sondierbohrungen geeignet.

3.23 Sondierbohrer.

Für überschlägliche geologische und bautechnische Voruntersuchungen in geringen Tiefen können Sondierbohrer verwendet werden. Sie erfordern keinen Bohrbock, keine Verrohrung, gestatten rasches Arbeiten, ergeben aber nur kleine Probenmengen.

4. Ausführung.

4.1 Die Lage der Schürfe und Bohrlöcher ist im Gelände kenntlich zu machen und in einen Lageplan einzutragen. Die Höhenlage der Ansatzpunkte ist einzumessen.

4.2 Die Sicherung der Schürfe ist je nach Tiefe und Bodenart von einfacher Aussteifung bis zur Getriebezimmerung notwendig; bei starkem Bodendruck ist zusätzliche Sicherung erforderlich (siehe DIN 4138 „Baugrube“ und die Unfallverhütungsvorschriften der Tiefbauberufsgenossenschaft).

4.3 Die Schürfe müssen so geräumig angelegt werden, daß sie bis zur Sohle einwandfrei besichtigt werden können.

Eine Grundfläche von 2 m² reicht aus.

4.4 Zusatz von Wasser (Naßbohren) zur Erleichterung der Bohrarbeit ist bei bindigen Böden unzulässig. Wenn auftreibender Sand oder Fließboden vorhanden ist, muß unter Umständen Wasser zugegeben werden, um Störungen des Untergrundes durch Einstürzen größerer Bodenmengen in das Bohrloch zu verhindern.

4.5 Die Bohrlöcher sind zu verrohren, um zu verhindern, daß Wasser in sie eintritt oder daß sie zusammenfallen, und um etwa vorhandene verschiedene Grundwasserstockwerke während des Bohrens erkennen zu können. Nur bei mächtigen Schichten standfester bindiger Böden ist eine Ausnahme zulässig.

4.6 Beim Ziehen der Rohre sind die Bohrlöcher lagenweise zu füllen.

4.7 Sollen die Wasserstände nach dem Bohren weiter beobachtet werden, so bleiben die Bohrröhre im Boden

* DIN 4021, Entwurf Juli 1952. Einsprüche — in doppelter Ausfertigung — bis 31. 1. 1953 an FN Bauwesen, Bamberg 4, Postfach 43

und erhalten einen abnehmbaren Verschluss. Es können auch besondere Rohre zum Beobachten des Wasserstandes gesetzt werden.

4.8 Sind schädliche Einwirkungen des Grundwassers auf das Bauwerk zu befürchten, so ist das Wasser chemisch zu untersuchen. Hierbei sind die Entnahmevorschriften der untersuchenden Stellen vorher einzuholen und genau zu beachten (vgl. Abschnitt 1.7).

5. Messungen und Aufzeichnungen.

5.1 Der verantwortliche Aufseher hat die Tiefe jedes Wechsels im Schichtenverlauf auf halbe Dezimeter abgerundet zu messen und die Beschaffenheit jeder Schicht gemäß den Vorschriften der Norm DIN 4022 festzustellen und sofort in das dort vorgeschriebene Schichtenverzeichnis einzutragen.

5.2 Sobald Wasser im Bohrloch angetroffen wird, ist der Wasserstand sofort und dann täglich bei Beginn und Ende der Arbeitszeit und nach Schluß der Mittagspause zu messen und mit Zeitangabe aufzuschreiben. Wenn beim Durchbohren einer Bodenschicht Wasser im Bohrloch aufsteigt, ist festzustellen, wann, bei welcher Bohrtiefe und bei welchem Wasserstand im Bohrloch das Aufsteigen beginnt und endet.

5.3 Außergewöhnliche Erscheinungen (z. B. Veränderungen der Farbe des Bodens, Geruch oder Färbung des Wassers, Wasser- oder Bodenauftrieb, Gas, Hohlräume im Boden) sind genau zu beobachten, aufzuzeichnen und der Bauleitung sofort mitzuteilen.

6. Bodenprobenahme.

6.1 Gestörte Proben.

6.11 Gestörte Proben werden bei dem normalen Bohrvorgang gewonnen, durch den sie mehr oder weniger durchgeknetet und aufgeweicht werden. Sie gestatten daher nur eine geologisch-bodenkundliche Beurteilung, nicht aber die Bestimmung ihrer bautechnischen Eigenschaften.

6.12 Bei jedem Wechsel der Bodenschichten, mindestens aber alle Meter, ist wenigstens eine gestörte Bodenprobe zu entnehmen. Die Tiefe der Entnahme ist abgerundet auf halbe Dezimeter festzustellen.

6.13 Die Bodenproben sind aus dem Bohrer so zu entnehmen, daß sie nach Zusammensetzung und Beschaffenheit die wirklichen Verhältnisse des Bodens in der Tiefe wiedergeben. Aus der Schappe sind deshalb grundsätzlich die größten und trockensten Bodenstücke herauszusuchen und von allen aufgeweichten Teilen zu befreien. Bei Bohrungen in sandigen Böden ist darauf zu achten, daß kein entmischtes Bohrgut als Bodenprobe verwendet wird.

6.14 Die Proben sind sofort nach der Entnahme in luftdicht abschließbare Behälter (Weckgläser mit Gummiring, Büchsen u. a.) von etwa 1 Liter Inhalt abzufüllen. Sie dürfen nicht in der Sonne oder im Regen liegenbleiben. Beim Einfüllen von bindigem Boden in die Behälter darf der Boden nicht durchgeknetet werden.

6.15 Fächerkästen dürfen für bindige Böden nur verwendet werden, wenn neben den in Behälter abgefüllten Proben eine zweite Probenreihe zusammengestellt wird oder wenn die Proben (wie z. B. bei Brunnenbohrungen) bautechnisch nicht beurteilt werden sollen.

6.2 Ungestörte Proben.

6.21 Die Entnahme von Bodenproben in ungestörtem Zustand, d. h. in natürlicher Lagerung und mit natürlichem Wassergehalt ist dann erforderlich, wenn die Proben im Laboratorium auf ihre bautechnischen Eigenschaften hin untersucht werden sollen.

6.22 Die Bauleitung entscheidet, aus welchen Schichten ungestörte Proben zu entnehmen sind. Bei wichtigen Bauwerken soll aus jeder bindigen Bodenschicht mindestens eine ungestörte Bodenprobe entnommen werden. Zur Beurteilung der Gleichmäßigkeit der Schicht ist eine größere Zahl ungestörter Proben erwünscht, in mächtigeren Schichten notwendig.

6.23 Ungestörte Bodenproben auf Schürfgruben können mit Stahlzylindern von mindestens 100 mm Durchmesser entnommen werden, die vorsichtig in den Boden gedrückt und wieder ausgegraben werden. Die Stahlzylinder sind dann luftdicht zu verschließen. Bei bindigen Böden kann als ungestörte Bodenprobe auch ein mit einem Spaten oder einem Messer aus dem Boden vorsichtig

herausgeschnittener Würfel von mindestens 150 mm Kantenlänge verwendet werden.

6.24 Ungestörte Bodenproben aus Bohrlöchern können im allgemeinen nur aus den bindigen Schichten mit besonderen Geräten entnommen werden, wobei in schwierigen Fällen die Anwesenheit des Vertreters einer Versuchsanstalt zweckmäßig oder auch notwendig ist. Das normale Gerät besteht aus dem Entnahmestutzen, dem Verlängerungsstück und dem Kopf mit Ventil und Gestängeanschluß (Abb. 1). Der Entnahmestutzen mit einem Außendurchmesser von 121 mm und einer Länge von etwa 250 mm hat am unteren Ende eine von außen ausgeschnittene Schneide und am oberen Ende zum Anschluß an das Verlängerungsstück außen ein Feingewinde. Für den Gestängeanschluß am Kopf ist Gasgewinde R 1½" nach DIN 2999 vorgeschrieben. Die ungestörte Probe muß aus dem ungestörten Boden unterhalb der Verrohrung entnommen werden. Vor dem Auftreten des Entnahmestutzens ist die Bohrlochsohle zu säubern.

7. Behandeln der Proben.

7.1 Die ungestörte Probe ist sofort nach der Entnahme daraufhin zu untersuchen, ob einzelne Teile gestört oder aufgeweicht sind. Diese Teile sind restlos zu entfernen. Proben aus Schürfgruben sind sofort nach der Entnahme durch einen Paraffinüberzug gegen Austrocknen zu schützen. Bei ungestörten Proben aus dem Bohrloch sind, um Störungen bei der Beförderung zu verhindern, die Probenenden mit Paraffin abzudichten; der freibleibende Raum ist bis zu dem Stutzenende mit gleichwertigem Boden zu verfüllen. Die Stutzen sind dann an beiden Enden zu verschließen, um ein Herausfallen der Probe zu verhindern.

7.2 Jede entnommene gestörte und ungestörte Bodenprobe ist deutlich und wetterfest durch einen eingelegten Zettel und außerdem durch einen Aufklebezettel auf dem Behälter (nicht auf dem Deckel) sofort nach dem Einfüllen des Bodens in die Behälter oder nach der Entnahme der ungestörten Probe zu kennzeichnen.

7.3 Die Bezeichnung hat folgende Angaben zu enthalten:

7.31 Bauwerk oder Ort der Entnahme.

7.32 Datum der Entnahme.

7.33 Nummer des Schurfes oder des Bohrloches.

7.34 Nummer der Probe.

7.35 Tiefe der Entnahme, bezogen auf die Unterkante der Probe.

7.36 Kennzeichnung von Ober- und Unterseite der Probe, sofern dies nicht anderweitig zu ersehen ist.

7.37 Art der Entnahme (gestört oder ungestört).

Diese Angaben sind auch in das Schichtenverzeichnis nach DIN 4022 einzutragen.

7.4 Die Proben sind gegen Sonnenbestrahlung und vor zu großer Hitze (in überheizten Baubuden) sowie gegen Frost zu schützen.

7.5 Bei Versand der Proben sind die einparaffinierten Probewürfel, Gläser, Büchsen oder Entnahmestutzen in Kisten zu verpacken und durch Holzwole, Sägespäne oder in ähnlicher Weise vor Zerstörung und Frost, sowie möglichst vor Erschütterungen zu schützen.

7.6 Die Proben sind nach den Weisungen der Bauleitung aufzubewahren, ungestörte Proben nach Möglichkeit in ungeheizten Kellerräumen.

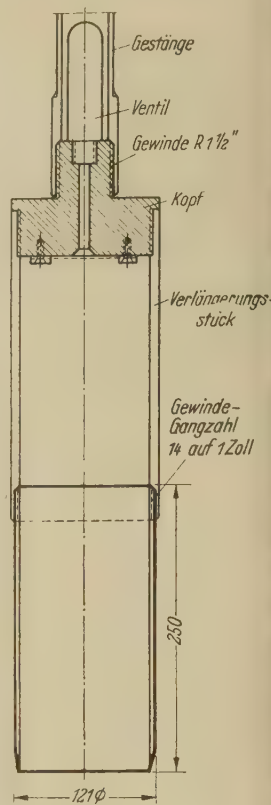
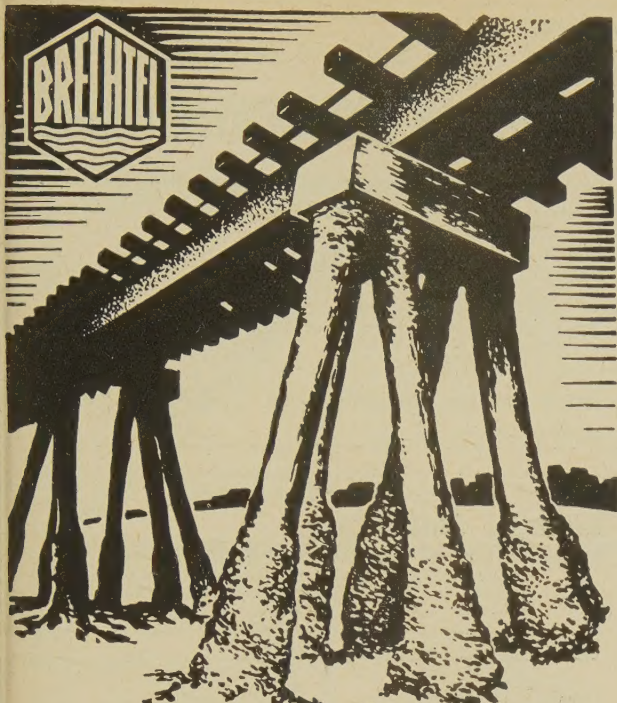


Abb. 1.

Einbanddecken für „Bauingenieur“ 1952.

Den Beziehern des „Bauingenieur“ stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1952 zur Verfügung. Preis der Decke 3,20 DM. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.



PFAHL-GRÜNDUNG

SYSTEM BRECHTEL

JOHANNES BRECHTEL

LUDWIGSHAFEN AM RHEIN · TEL. 62828/29

WOLFF KRANE
HEILBRONN/NECKAR

verdichten

stampfen

rütteln

vibrieren

fördern

sieben

mischen

entleeren

WACKER

Vibrations-Stampfer

Innen- und Außenvibratoren

Strom-Aggregate

GEBRÜDER WACKER

Kommanditgesellschaft · Stammwerk 1848 gegründet

MÜNCHEN 13-H · TELEFON: 38021

Eberspächer

KITTLOSE GLASDÄCHER

und Glaswände
für Industriebauten
Seit Jahrzehnten bewährt!

J. EBERSPÄCHER

ESSLINGEN/NECKAR

STELLENANGEBOTE**Bauunternehmung im westlichen Bundesgebiet
sucht**

als engen Mitarbeiter für ihren Geschäftsleiter

**Dr.-Ing. oder
Regierungsbaumeister (Bau-Ing.)**

mit Neigung und Befähigung für wissenschaftliche Arbeiten, großer konstruktiver Begabung und praktischen Erfahrungen möglichst bei Unternehmungen, Alter 35—45 Jahre. Rasche Aufstiegsmöglichkeit. Wohnungsfrage wird geregelt. Es kommen nur besonders qualifizierte Persönlichkeiten mit großer Beweglichkeit und gutem Auftreten in Frage.

Gefl. Angebote mit Lichtbild, Lebenslauf, Zeugnisabschriften, erbeten unter **D. 77** an Annoncen-Schürmann, Düsseldorf, Graf-Adolf-Straße 12.

Dipl.-Ing. des Bauingenieurwesens

für die Leitung einer Verbindungsstelle unserer Abt. Erd- u. Grundbau in Norddeutschland **gesucht**. Verg. TO. A. III. — Handschriftl. Bewerbungen mit Lichtbild und Zeugnissen erbeten an

Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau, Karlsruhe (Baden), Hertzstraße 16.

BAUINGENIEUR

jüngere Kraft mit mehrjähriger Unternehmerpraxis von mittlerer Bauunternehmung mit großem Gerätepark für bald in Dauerstellung **gesucht**. Bewerber, die über entsprechende Erfahrungen auf dem Gebiet der Kalkulation und Bauleitung verfügen, werden um Einsendung von Bewerbungsunterlagen mit handgeschriebenem Lebenslauf gebeten.

Angebote unter „**Der Bauingenieur 648**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Bau-Ingenieur (TH oder HTL)

für Kalkulationsabteilung in Dauerstellung nach Stuttgart **gesucht**.

Nur solche Bewerber finden Berücksichtigung, die in Kalkulation für größere u. mittlere Tiefbauten Erfahrung besitzen.

Komplette 3-Zimmerwohnung kann gegen angemessene Miete Ende nächsten Jahres zur Verfügung gestellt werden.

Bewerbung erbeten unter „**Der Bauingenieur 650**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Bekannter Architekt in Brasilien (deutschstämmig) sucht zum baldigen Eintritt einen

tüchtigen, jungen Architekten

als Mitarbeiter, für die selbständige Planung, Beaufsichtigung und Überwachung der Bauvorhaben sowie Verhandlungen mit Unternehmern und Auftraggebern.

Geboten wird eine interessante, ausbaufähige und gut bezahlte Dauerstellung.

Angebote mit handschriftlichem Lebenslauf, Foto, Zeugnisabschriften und Referenzen an

Rudolf Fissler, Idar-Oberstein 2, Hauptstraße 171.

Wir suchen für Duisburg erfahrenen

Bauleiter (Bauführer)

des Ingenieurbaus mit entsprechenden Fähigkeiten und Erfahrungen.

Dauerstellung möglich. Vollständige Bewerbungsunterlagen mit Lichtbild u. Handschriftsprobe unter E.W. 11353 Schatzannoncen, Duisburg, Hindenburgstr. 28

Größeres Bauunternehmen in Südwestdeutschland sucht

jüngeren Bauingenieur

(wenn möglich mit Führerschein Kl. 3)

zielbewußt und energisch, der die notwendigen Erfahrungen in Büroarbeit (Statik) und auf Baustellen besitzt.

Bewerbungen mit selbstgeschriebenem Lebenslauf, Gehaltsansprüchen und frühestem Eintrittstermin unter „**Der Bauingenieur 652**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

STELLENGESUCHE**Junger Diplom-Ingenieur**

Fachrichtung konstruktiver Ingenieurbau bestes Abschlußzeugnis und Empfehlungen, firm in Theorie und Berechnung von Verbundbrücken und Vorspannung, ledig, **sucht Stellung.**

Angebote unter „**Der Bauingenieur 649**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten

Diplom-Ingenieur

des Wasserbaufaches, 27 Jahre, perfekt im Entwurf, mit Erfahrungen in Kalkulation und Abrechnung, augenblicklich als Bauleiter tätig, sucht ausbaufähige Stellung im Wasserbau, Wasserwirtschaft oder allgem. Tiefbau.

Angebote unter „**Der Bauingenieur 653**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

VERSCHIEDENES**Zu kaufen gesucht**

Tabellen für Schalen- und Halbschalendächer, aus welchen die Dimensionen und die Armierung für verschiedene Spannweiten zu ersehen sind. Preisangabe.

A. F. Bisschop, Zivil-Ingenieur, P. O. Box 4164, Kapstadt (Süd-Afrika).

Lieferfirmen der Bauindustrie



Pelikan Graphos

*Der Tuschefüllhalter mit
auswechselbaren Stahlfedern
für Kunschrift und tech-
nisches Zeichnen. Ausführ-
lichen Prospekt auf Wunsch*

GÜNTHER WAGNER · HANNOVER

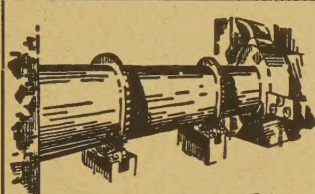
Wirtschaftliches
Betonieren mit:

CEROC **NOVOC**

BETON-
BELÜFTUNGSMITTEL

BETON-
VERFLÜSSIGER

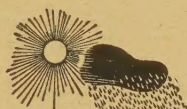
WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA



**Drehofen-
Gips**

Gebr.
Knauf

Westdeutsche Gipswerke Jnhofen.



ROSTREIN
maschinelle Entrostung
Anstriche aller Art

an Ingenieurbauten,
Industrieanlagen und
-einrichtungen
Reinigung
von Sandsteinfassaden

OSKAR GUBER
DRESDEN N 23
Hubertusstraße 44 b / Tel. 53 786

BAUUNTERNEHMUNG KARL HITZBLECK

Industriebau Erdbewegungen
Siedlungsbau Stollenbau
Stahlbetonbau Kanalbau

Säurefeste und feuerfeste Arbeiten
Schreinerei — Werkstätten

DUISBURG

Sa.-Nr. Telefon 20043

Tricosal-Bautenschutz

Offester Putz und
Estrich höchster Festigkeit
Schnelles Abdichten
von Wasserdurchbrüchen
Schnelle Inbetriebnahme
von Maschinen

einfach
und sicher
durch

Tricosal S III

Chemische Fabrik Grünau A.G. Jllertissen / Bay.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“ und
„Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend
und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim / Baden

STELLENANGEBOTE

Von einer namhaften Stahlbaufirma
im Ruhrgebiet werden

2 erfahrene u. selbständige Konstrukteure

zum sofortigen oder baldigen Eintritt gesucht.

Angebote mit Zeugnisabschriften und Gehaltsansprüchen
erbeten unter F. W. 11398 an SCHATZANNONCEN,
DUISBURG, Hindenburgstraße 28.



J. Ferbeck & Cie., Industriebau

Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)
Wallstr. 23 Am Wasserturm Ruhrorter Str. 122

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau

Streckmetall

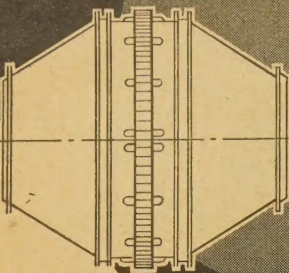
für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

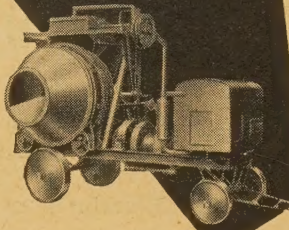
Das Herz



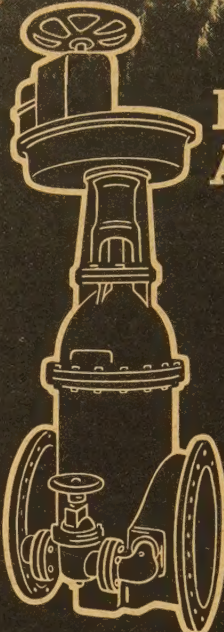
des KAISER Freifallmischers

- die festgelagerte doppelkonische Mischtrommel - bietet durch ihre sinnreiche Schaufelanordnung schnelle und innige Betonmischung und - durch Umsteuerung - schnelle und vollkommene Entleerung.

Obwohl viel nachgebaut, ist der Original KAISER Freifallmischer in Preis und Leistung unerreicht.



MASCHINENFABRIK OTTO KAISER KG.
ST. INGBERT/SAAR UND OBERLAHNSTEIN/RHEIN



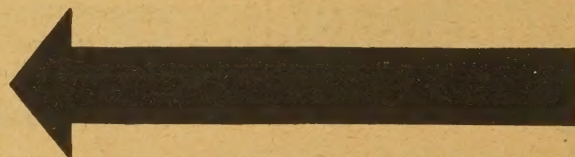
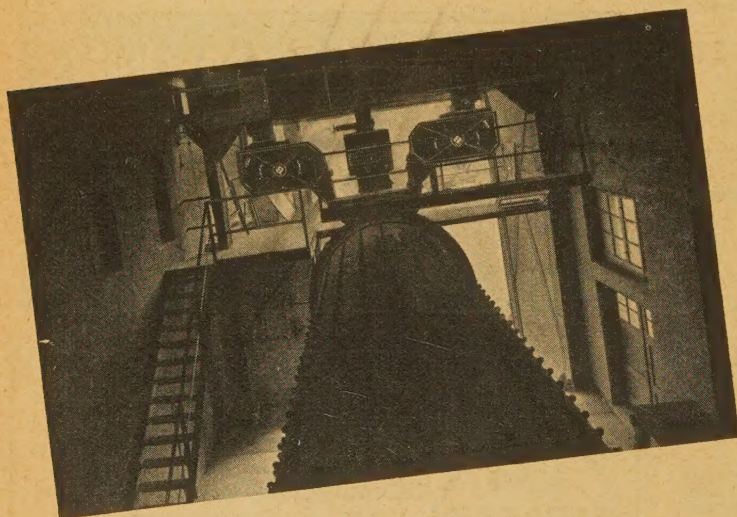
ERHARD ARMATUREN
Seit 80 Jahren

Wir liefern Armaturen für:

- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Meßbringschieber
- Talsperrenschieber



DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard · Inh. H. Waldenmaier · Südd. Armaturenfabrik · Heidenheim/Brenz



**So sparen Sie
Kosten und Ärger
bei der
Zement-Herstellung!**

Bei der Zement-Herstellung kommt es darauf an, mit einem Minimum an Energie und Arbeitsaufwand ein Maximum an Durchsatz bei höchster Güte und Feinheit des Endprodukts zu erzielen. Moderne Zementwerke verwenden deshalb SCHENCK-Dosierbandwaagen, denn sie regeln die Zufuhr jeder Komponente gewichtsmäßig auf 1% genau und verhindern automatisch Fehldosierungen und Fehlgemenge. SCHENCK-Dosierbandwaagen ersparen Ihnen damit Kosten und Ärger. Weitere Einzelheiten über Aufbau, Wirkungsweise und Anwendung der Waage werden Sie interessieren. Schreiben Sie deshalb an



CARL SCHENCK MASCHINENFABRIK DARMSTADT GMBH · DARMSTADT

Diesem Heft liegt je ein Prospekt der Firmen Meteor Apparatebau, Siegen, H. Flottmann, GmbH., Herne, sowie des Springer-Verlages, Berlin · Göttingen · Heidelberg und des Springer-Verlages, Wien, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Berlin W 35, Reichpietschufer 20. — Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 7. — Reg.-Nr. 115. Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg. — Printed in Germany.